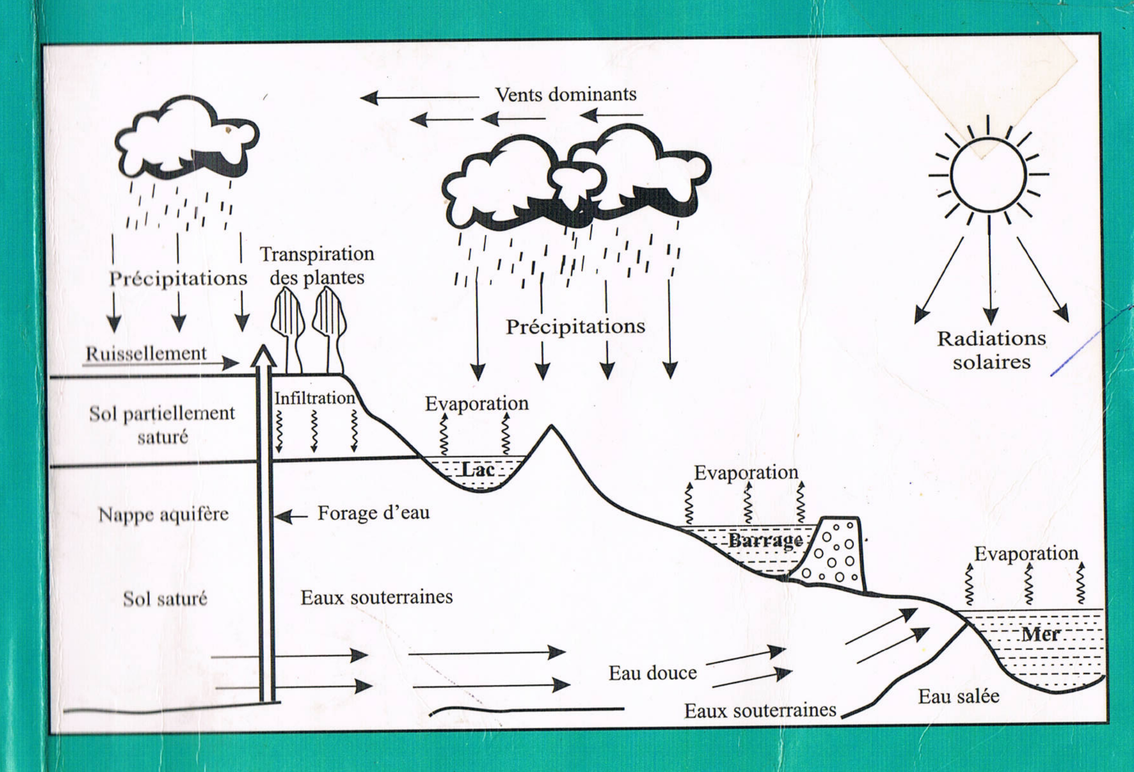
SARI AHMED

INITIATION A L'HYDROLOGIE DE SURFACE



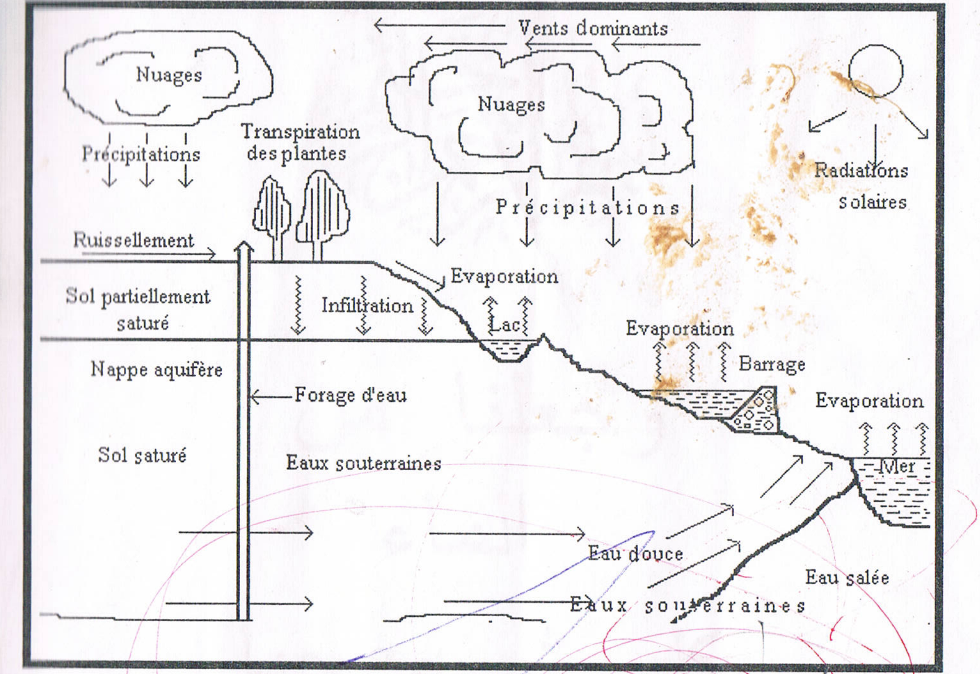
COURS

EDITIONS - DISTRIBUTION HOUMA

Djelfa le 11-05-2004

INITIATION A

L'HYDROLOGIE DE SURFACE



Cours

Par Abdelwaheb SARI AHMED
Maître de Conférences Associé
Université de Bab Ezzouar
Alger

Imprimer : 2002 **Réf. :5/080**

Editions Distribution HOUMA

34 Lot. La Bruyère – Bouzaréah- Alger

Dépôt légal : 973/2002
ISBN. 9961 - 66 - 636 –4 ر.د.م. ك.

بسم الله الرحمن الرحيم

وجعلنا من
الماء
كل شيء حيا

صدق الله العضيم

AVIS DU CONSEIL SCIENTIFIQUE DE L'INSTITUT DE GÉNIE CIVIL DE L'UNIVERSITÉ DE BAB EZZOUAR

« Rapport sur les ouvrages d'Hydrologie de surface (Cours et Exercices) proposés par Monsieur SARI AHMED Abdelwaheb

L'ouvrage de Cours rédigé par Monsieur SARI AHMED témoigne, si besoin est, d'une grande expérience de l'auteur dans le domaine de l'hydrologie de surface. Le document, très clair dans sa présentation, est écrit dans un style directement accessible à tout lecteur possédant un minimum de connaissance mathématiques du premier cycle universitaire. Les différentes notions nouvelles exposées sont étayées par bon nombre d'exemples succincts permettant leur facilité de compréhension. On peut simplement dire que le but de cet ouvrage est de fournir aux étudiants de nos établissements universitaires un support d'introduction élémentaire moderne et assez complet de l'hydrologie de surface. A la fin de chaque chapitre figure une bibliographie sommaire permettant au lecteur d'élargir son domaine d'investigation. En couvrant le sujet de façon complète, cet ouvrage sera très apprécié par les étudiants aussi bien que par les ingénieurs.

L'ouvrage d'exercices est rédigé sans fioritures pour pouvoir être facilement compréhensible aux étudiants. On note également une parfaite symbiose entre les thèmes abordés dans les énoncés proposés et un chapitre précis correspondant dans l'ouvrage du cours.

Pour toutes ces raisons très brièvement décrites, le Conseil Scientifique de l'Institut de Génie Civil estime que l'apport pédagogique de ces deux ouvrages, très bien rédigés, est indéniable et recommande vivement leur édition.

Le Président du Conseil Scientifique

Malek BOUHADEF

AVANT-PROPOS

Ce cours est structuré en neuf chapitres. L'on a préféré commencer par un chapitre introductif et descriptif de l'hydrologie en la positionnant dans le champ des connaissances.

Le chapitre II décrit les caractéristiques géomorphologiques et topographiques du bassin versant et développe des formules permettant de les quantifier.

Quelques notions essentielles de statistiques sont abordées dans les chapitres III, IV et V permettant à l'étudiant, qui n'a eu aucune formation statistique auparavant, d'apprendre à ajuster les données hydrologiques puisqu'il sera appelé à manipuler des lois statistiques, à tester leur adéquation et à définir des intervalles de confiance.

Le chapitre VI présente l'étude des pluies : mesures, analyse des données et calculs prévisionnels. Quelques notions sur la régression linéaire sont également présentées dans ce chapitre.

Les chapitres VII et VIII abordent respectivement l'évaporation et l'infiltration, décrivent succinctement les phénomènes et présentent quelques formules empiriques utilisées pour leur calcul.

Le chapitre IX est consacré au ruissellement : méthodes de mesure et formules empiriques sont présentées. L'accent est mis sur la méthode de l'hydrogramme unitaire qui est présenté en détail, pour sa valeur pédagogique dans la compréhension de certains concepts essentiels.

L'importance des probabilités et statistiques en hydrologie comme dans plusieurs autres domaines scientifiques et techniques a fait qu'une grande partie de cet ouvrage leur a été consacrée, d'autant que les étudiants de ce cours sont supposés n'avoir reçu auparavant aucun enseignement en la matière. L'accent a été mis sur l'aspect pratique, et l'application des méthodes introduites a été faite sur des exemples réels. Les champs d'application de ces méthodes ont été définis. Tous les concepts et méthodes sont illustrés d'exemples pratiques. Les exercices peuvent requérir l'utilisation de tables, les plus usuelles sont listées en annexes. De même qu'il a été jugé utile de publier les énoncés et corrigés des exercices relatifs à chaque chapitre, ainsi que ceux des

examens des dernières années, ils feront l'objet d'ouvrages particuliers paraître prochainement.

Ce livre s'adresse aux élèves ingénieurs qui ont terminé tronc commun de leur cursus. Il peut être aussi utile aux ingénieu pratiquants, lorsque la théorie s'est quelque peu « rouillée ».

Je tiens à remercier, en premier lieu, mon ami et collègue A Khemici, qui m'a encouragé à réintégrer l'enseignement ; sans lui, c livre n'aurait pas vu le jour. Mes remerciements sincères vont aussi a Professeur Malek Bouhadef, et à MM. Tahar Zitoun, Sélim Bouzahe Arezki Ould Amara et Djamel Allili qui ont accepté de consacrer un grande partie de leur temps à la lecture critique du manuscrit. Leur pertinentes remarques ont permis d'apporter des amélioration Evidemment, toute lacune, imprécision, voire erreur restent imputables l'auteur.

Ma reconnaissance va aussi aux élèves de 3ième anné hydraulique et de 4ième année CHA de l'Institut de Génie Civil de Ba Ezzouar lesquels, par leurs questions et remarques et l'enthousiasm manifesté par certains d'entre eux, au cours des dix dernières année m'ont procuré la motivation nécessaire à la confection de ce livre.

Enfin, « last but not least », je tiens à exprimer ma gratitude ma petite famille pour ses sacrifices, sa patience et ses encouragement pendant les trois longues années qu'a demandé la confection de ce ouvrages.

Abdelwaheb SARI AHMEI
Alger, avril 200

A mes parents, grands et petits, proches et éloignés,

Au Cheikh Beldjebès,

Au Dr Eugene S. Simpson,

Que Dieu les bénisse.

l'alimentation en eau potable, à l'épuration des eaux usées, à l'irrigatio au drainage, au contrôle des crues, à l'érosion des sols et au transpo solide, au contrôle de la salinité des eaux, à la récréation, au tourism etc.

B - LE CYCLE DE L'EAU ET LE BILAN HYDROLOGIQUE:

D'où vient l'eau qui coule à la surface du sol et dans le sol, où va-t-elle ? La réponse à cette question dépend des échelles du temp et de l'espace.

A l'échelle planétaire ou continentale, l'eau s'évapore d océans pour former des nuages. Ces derniers se déplacent vers l continents et se transforment partiellement en pluie. Ces précipitatio alimentent les rivières et les nappes aquifères dont un notable volum retourne à son point de départ, les océans, pour boucler ce que l'o appelle le " CYCLE HYDROLOGIQUE ". En cours de route, ce cyc peut être perturbé par l'homme (barrages, irrigation, pollution).

L'énergie thermique provenant du soleil est à la base du cyc hydrologique.

On peut considérer, arbitrairement, que le cycle hydrologiq commence par l'évaporation (E) de l'eau à partir des océans, des mer des étendues d'eau (douce ou salée), du sol, de la végétation, des animau (relativement en très petites quantités dans ce dernier cas).

L'eau évaporée est transportée vers des régions propices à l condensation et engendre, sous l'effet de la gravité, les précipitations (P sous forme de pluie, de neige ou de grêle.

Parvenue à la surface du sol, une partie des précipitation sous l'effet de la pesanteur, s'écoule vers le réseau hydrographique et l étendues d'eau qu'elle alimente : c'est le ruissellement de surface (R).

Une autre quantité d'eau pénètre dans le sol, ce ser l'infiltration (I). Sous la terre, l'eau peut traverser de grandes profondeu pour atteindre les couches aquifères, c'est-à-dire les couches du sous-so qui contiennent de l'eau.

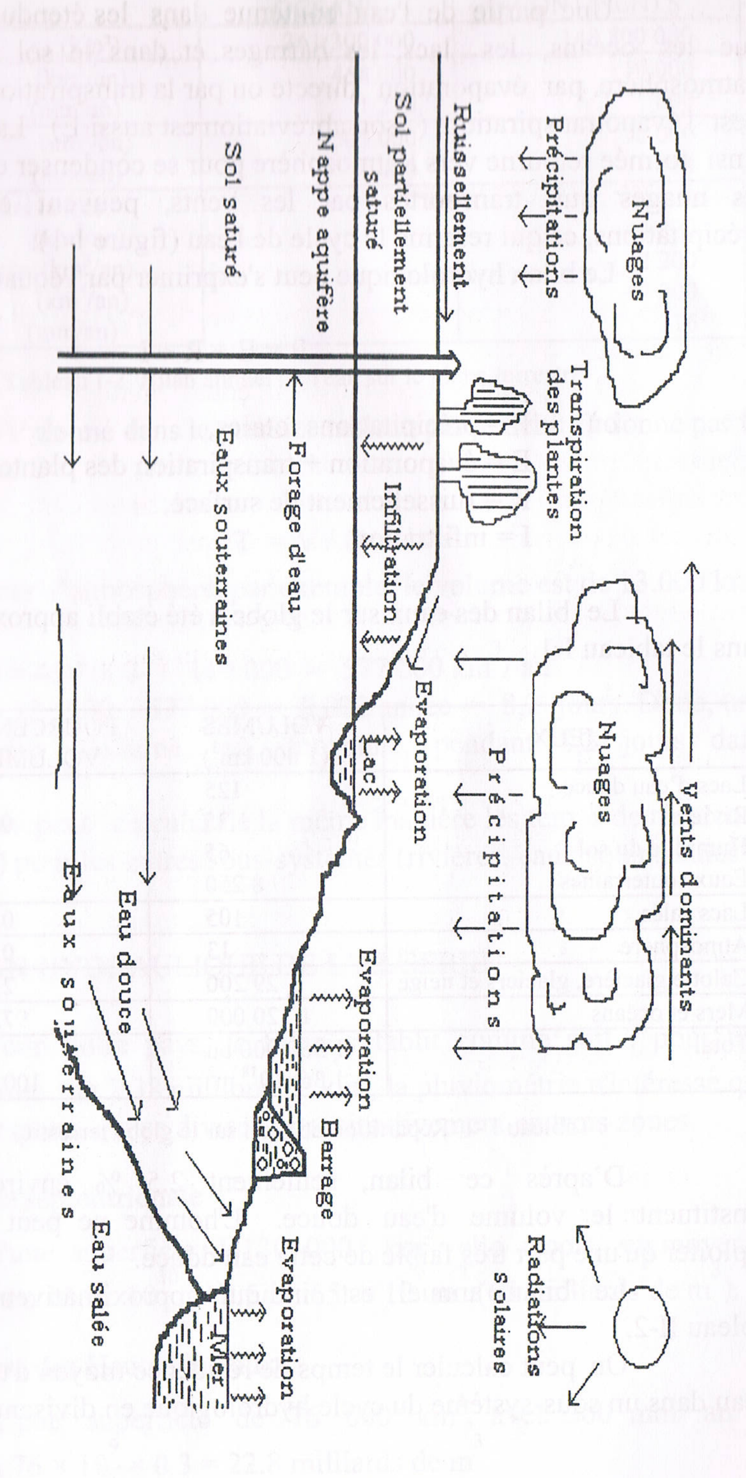


Figure I - 1 Le Cycle de l'eau

Une partie de l'eau contenue dans les étendues d'eau tell que les océans, les lacs, les barrages et dans le sol retourne v l'atmosphère par évaporation directe ou par la transpiration des plante c'est l'évapotranspiration (son abréviation est aussi E). La vapeur d'e ainsi formée retourne vers l'atmosphère pour se condenser et reconstitu les nuages qui, transportés par les vents, peuvent engendrer d précipitations, ce qui referme le cycle de l'eau (figure I-1).

Le bilan hydrologique peut s'exprimer par l'équation suivant

$$P = E + R + I$$

où P = précipitations totales,
E = évaporation + transpiration des plantes,
R = ruissellement de surface,
I = infiltration

Le bilan des eaux sur le globe a été établi approximativemen dans le tableau I-1.

LIEUX	VOLUMES ($1\,000\ km^3$)	POURCENTAGE DU VOLUME TOTAL
Lacs d'eau douce Rivières Humidité du sol Eaux souterraines	125 1.25 65 8 250	0,620
Lacs salés	105	0,008
Atmosphère	13	0,001
Calotte glacière, glaciers et neige	29 200	2,100
Mers et océans	1 320 000	97,250
Total	1 360 000 ou $1{,}36 \times 10^{18}\ m^3$	100,000

Tableau I -1 Répartition de l'eau sur le globe terrestre

D'après ce bilan, seulement 2.5 % environ du tota constituent le volume d'eau douce. L'homme ne peut contrôler e exploiter qu'une part très faible de cette eau douce.

Le bilan annuel est indiqué approximativement dans l tableau II-2.

On peut calculer le temps de résidence moyen d'une molécul d'eau dans un sous-système du cycle hydrologique en divisant le

	OCEANS	CONTINENTS
Superficies (km^2)	361 300 000	148 800 000
Précipitations (km^3/an)	458 000	119 000
(mm/an)	1 270	800
Évaporation (km^3/an)	505 000	72 000
(mm/an)	1 400	484
Écoulements vers la mer:		
Rivières (km^3/an)		44 800
Eaux souterraines (km^3/an)		2 200
Total (km^3/an)		47 000
(mm/an)		316

Tableau I-2 Bilan annuel de l'eau sur le globe terrestre

volume d'eau V donné dans le premier tableau par le débit Q donné par le second tableau:

$$T = V / Q$$

Pour l'atmosphère, par exemple, le volume est de 13.000 km^3 et le débit

$Q = 458\,000 + 119\,000 = 577\,000\ km^3$ / an

d'où $T = 13\,000 / 577\,000 = 0{,}022$ année = 8,2 jours. Donc, une molécule d'eau séjourne, en moyenne, pendant 8,2 jours dans l'atmosphère.

On peut calculer de la même manière les temps de résidence (ou de séjour) pour les autres sous-systèmes (rivières, eaux souterraines).

- LE BILAN HYDRAULIQUE DE L'ALGERIE

Pour notre pays, le bilan s'établit comme suit : pour une superficie totale de 2,38 millions de km^2, la pluviométrie n'intéresse que 10 % de cet espace, qui se divise approximativement en trois zones:

1 - La zone septentrionale

d'une superficie de130 000 km^2, elle reçoit, en moyenne 500 mm/an, ou $13 \times 10^{10} \times 0.5 = 65 \times 10^9\ m^3$ (65 milliards de m^3).

2 - La zone des Hauts Plateaux

d'une superficie de 76 000 km^2, avec 300 mm/ an en moyenne, ou $76 \times 10^9 \times 0.3 = 22.8$ milliards de m^3

3 - La zone Sud Atlas

d'une superficie de 67 000 km^2, avec 250 mm/an d

$67 \times 10^9 \times 0.25 = 16.75$ milliards de m^3.

Globalement donc, le pays reçoit 100 milliards de m^3 de plu par an, dont 85 % s'évaporent (85 milliards de m^3). Devant cett évaporation, l'homme est impuissant. Les 15 milliards restant s'écoulen dans les cours d'eau et vers la mer, ou s'infiltrent dans les nappe souterraines.

Les quantités d'eau mobilisables économiquement (car si l prix de l'eau dépasse un certain seuil, jugé trop élevé, on renonce mobiliser l'eau à ce prix-là et l'on cherche une autre source d'eau mobiliser à moindre coût; ou bien l'on réduit les volumes utilisés e gaspillant moins) pour les différents usages de la population son évaluées à :

* 5.7 milliards de m^3 en eaux de surface,
* 1.8 milliards de m^3 en eaux souterraines dans le Nord,
* 4.9 " " " " " dans le Sud,

soit un total de 12.4 milliards de m^3.

La mobilisation de ces ressources rencontre un certai nombre de contraintes :

- Pour les eaux de surface. Elles sont caractérisées par un forte irrégularité dans le temps et dans l'espace. Il pleut beaucoup plus e hiver qu'en été, et beaucoup plus à l'est du pays qu'à l'ouest. Leur qualit physico-chimique est souvent médiocre. Les transports solides son importants, ce qui pose problèmes : envasement des barrages et de canaux, détérioration rapide des pompes.

- Pour les eaux souterraines. Elles sont caractérisées par un forte minéralisation dans certaines zones de la steppe et du Sahara. Le eaux souterraines du Sahara, lorsqu'elles proviennent des nappe profondes, sont chaudes (plus de 60°C parfois), ce qui nécessite leu refroidissement avant leur utilisation, et qui n'est pas chose aisée. D plus, ces eaux ne se renouvellent pas, ce sont des eaux fossiles, comme l pétrole. Se pose alors le choix difficile suivant : faut-il exploiter cett

eau maintenant ou faut-il la laisser aux générations futures? S'il y a partage, quel en sera le mode opératoire?

On peut faire la comparaison du volume annuel ruisselé avec quelques pays proches du nôtre, soit par le niveau de développement, soit par la géographie:

Maroc :	20	Tunisie	2	Libye	7
Egypte :	56	Irak	77	Italie	167
France :	180	U.S.A.	2470	Chine	2680

Tableau I-3 Ruissellement annuel dans quelques pays (10^9 m^3)

Ceci nous amène à conclure que notre pays est très faiblement pourvu en eau et qu'il y a un défi à relever.

Dans l'état actuel de l'offre et de la demande globales, l'Algérie se situe déjà dans la catégorie des pays en deçà du seuil de rareté fixé à 1000 m^3 / habitant / an.

Ce potentiel par habitant est actuellement de l'ordre de 500 m^3/ habitant/an. Il passera à 300 m^3 en l'an 2010 (45 millions d'habitants) et à 180 m^3 en l'an 2030 (70 millions d'habitants).

D - BIBLIOGRAPHIE

Meinzer, O.E. (1942) : *Hydrology,* Dover Publications, Inc., New York.

Roche M. (1963) : *Hydrologie de Surface,* Gauthier-Villars ed. Paris.

Chow, V.T. (1964): *Hydrology and its development,* Section 1 of "Handbook of Hydrology", Mc Graw Hill, New York.

Arléry R., Grisollet H. et Guilmet B. (1973) : *Climatologie, Méthodes et Pratiques,* Gauthier-Villard Editeur, Paris.

Linslay, R.K., Kohler, Paulhus (1982) : *Hydrology for Engineers,* Mc Graw Hill Company, New York.

Wilson, E.M., (1985) : *Engineering Hydrology,* Mac Millan Publishers Ltd, London.

- indice de compacité,
- relief, caractérisé par la courbe hypsométrique,
- rectangle équivalent,
- indice de pente.

1 - L'indice de compacité

Le contour d'un bassin versant enserre une superficie S, qui a une certaine forme, laquelle va avoir une influence sur l'écoulement global et sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée. Un bassin longiligne ne réagira pas de la même manière qu'un bassin de forme arrondie.

L'indice de compacité Kc caractérise ce phénomène. On compare le périmètre P du bassin versant à celui, Pa, d'un cercle ayant la même surface.

$$Kc = P / Pa \qquad (1)$$

mais $Pa = 2\pi R$, $S = \pi R^2$, $R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$ et $P_a = 2\sqrt{\pi . S}$

donc : $$K_c = \frac{P}{\sqrt{S}} \times 0{,}282 \qquad (2)$$

Pour trouver Kc, il suffit de mesurer S au planimètre, P au curvimètre, et d'appliquer la formule 2.

On applique cette méthode au bassin versant du futur barrage de Koudiat Rosfa sur l'oued Foddha, à 30 km en amont du barrage de Foddha, wilaya de Chlef. Les mesures ont permis de trouver: P = 87 km et S = 437 km²; donc

$$K_c = 0{,}282 \frac{87}{\sqrt{437}} = 1{,}17$$

2 - Le Relief

Il est caractérisé par la courbe hypsométrique. Cette courbe est obtenue en portant:

- en abscisses, l'altitude considérée ;
- en ordonnées, la surface partielle du bassin versant pour laquelle chaque point a une côte au moins égale à cette altitude.

Elévation (m)	Bornes Sup. (m)	Surfaces entre courbes S_i (km²)	Surfaces entre courbes %	Surfaces cumulées S_i (km²)	Surfaces cumulées %
inf à 592	592	0,0	0,00	0,0	0,00
592-800	800	139,2	31,85	139,2	31,85
800-1000	1000	239,8	54,87	379,0	86,72
1000-1200	1200	35,0	8,01	414,0	94,73
1200-1400	1400	17,2	3,94	431,2	98,67
1400-1600	1600	5,0	1,15	436,2	99,82
1600-1786	1786	0,8	0,18	437,00	100,00

Tableau II -1 Calcul des surfaces cumulées

Pour le bassin versant, le planimétrage des surfaces, comprises entre les différentes courbes de niveau, est donné dans le tableau II-1 et dans lequel on calcule les surfaces cumulées et leurs pourcentages respectifs.

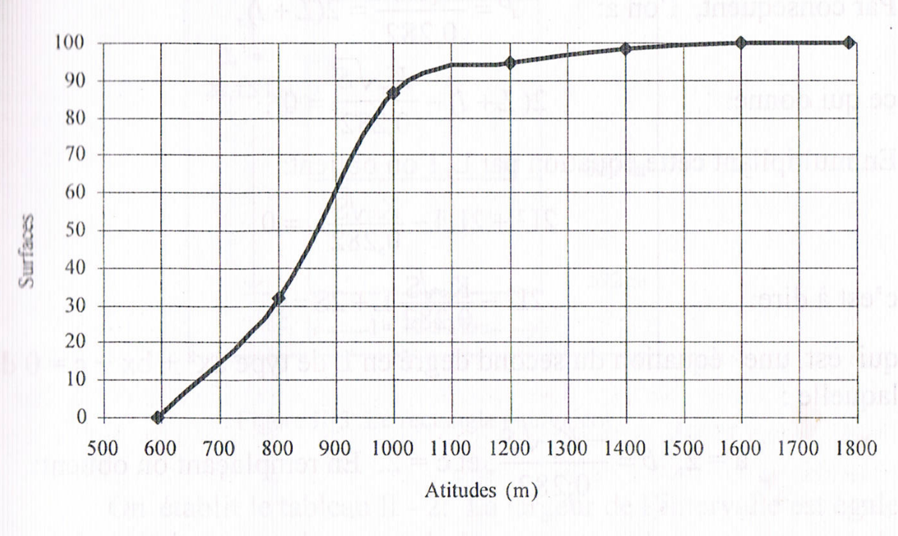


Figure II-2 Courbe hypsométrique

A partir de cette courbe, on détermine:

- l'altitude à 95 % de la surface, H_{95} = 1200 m ;
- l'altitude à 5 % de la surface, H_5 = 630 m ;
- l'altitude médiane, H_{50} = 870 m.

L'altitude moyenne est ainsi définie: $\overline{H} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$

$$\overline{H} = \frac{139{,}2 \times 696 + 239{,}8 \times 900 + 35 \times 1100 + 17{,}2 \times 1300 + 5 \times 1500 + 0{,}8 \times 1693}{437} = 875{,}1 m$$

Ce nouveau paramètre facilite la comparaison entre l bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique da laquelle:

- le contour du bassin devient un rectangle de mêm périmètre ;

- les courbes de niveau sont des droites parallèles à l largeur du rectangle ;

- l'exutoire est un des petits côtés du rectangle.

D'après les définitions, l'on a:

$$K_c = 0{,}282\frac{P}{\sqrt{S}};\ \text{et}\ \ P = 2(L+l)$$

Par conséquent, l'on a: $P = \dfrac{K_c\sqrt{S}}{0{,}282} = 2(L+l)$,

ce qui donne: $2(L+l) - \dfrac{K_c\sqrt{S}}{0{,}282} = 0$.

En multipliant cette équation par L, l'on obtient:

$$2L^2 + 2L.l - \frac{K_c\sqrt{S}}{0{,}282}L = 0$$

c'est à dire: $2L^2 - \dfrac{K_c\sqrt{S}}{0{,}282}L + 2S = 0$

qui est une équation du second degré en L de type $ax^2 + bx + c = 0$ dan laquelle :

$$a = 2,\ \ b = \frac{-K_c\sqrt{S}}{0{,}282},\ \text{et}\ c = 2.$$ En remplaçant on obtient:

$$L = \frac{K_c\sqrt{S}}{1{,}12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{K_c}\right)^2}\right) \quad \text{et} \quad l = \frac{K_c\sqrt{S}}{1{,}12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{K_c}\right)^2}\right)$$

Ayant déterminé les dimensions du rectangle équivalent, l'on détermine la répartition des courbes de niveaux, en utilisant la courbe hypsométrique tracée précédemment, ou bien en mesurant la surface à l'aide du planimètre.

Ainsi, la longueur et la largeur du rectangle équivalent du bassin versant du barrage de Koudiat Rofsa sont trouvées respectivement égales à L = 28,15 km et l = 15,52 km.

Altitude de l'intervalle (m)	Surface de l'intervalle (km²)	Pourcentage de la surface	Largeur de l'intervalle
1786-1600	0,8	0,8 %	50,67 m
1600-1400	5,0	1,15 %	323,72 m
1400-1200	17,2	3,94 %	1,11 km
1200-1000	35,0	8,01 %	2,25 km
1000-800	239,8	54,87 %	15,45 km
800-592	139,2	31,85 %	8,97 km

Tableau II-2 Calcul des largeurs des intervalles

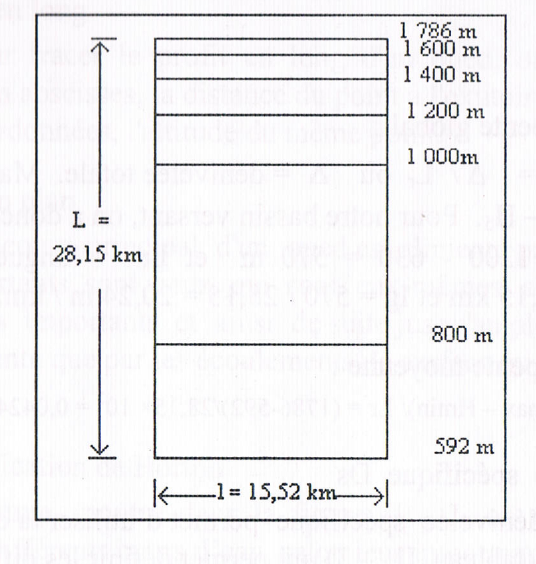


Figure II-3 Le rectangle équivalent

On établit le tableau II - 2: La largeur de l'intervalle est égale au produit de la longueur du rectangle équivalent par le pourcentage de la surface intéressée. Ensuite, à l'aide des dimensions trouvées on trace le rectangle équivalent (figure II - 3).

4 - Les indices de pente

a) Indice de Pente de Roche

Si $a_1, a_2, ... a_n$ sont les lignes de niveau croissant de l'exutoire au point culminant (c'est-à-dire le plus élevé), la pente moyenne entre deux lignes de niveau, côtées a_i et a_{i-1}, sera $(a_i - a_{i-1}) / x_i$ où x_i = distance qui sépare les deux courbes de niveau sur le rectangle

équivalent. L'indice de pente est défini par: $I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})}$

où L et a_i sont exprimés en mètres et βi = surface du bassin versant (en %) comprise entre a_i et a_{i-1}. Ainsi, l'indice de pente du bassin versant du barrage de Koudiat Rosfa est:

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{28150}} \times \left(\sqrt{31{,}85 \times (800-592)} + \sqrt{54{,}87 \times (100-800)} + \sqrt{8{,}01 \times (1200-100)}\right)$$

$$+ \sqrt{3{,}94 \times (1400-1200)} + \sqrt{1{,}15+(1600-1400)} + \sqrt{1{,}15+(1786-1600)} =$$

$$\frac{275{,}6}{\sqrt{28150}} = 1{,}643$$

b) Indice de pente global :

Ig = Δ / L_r où Δ = dénivelée totale. Mais en réalité, on prend : Δ = $H_{95} - H_5$. Pour notre bassin versant, on a donc :

Δ = 1200 - 630 = 570 m et Lr = longueur du rectangle équivalent = 28,15 km et Ig = 570 / 28,15 = 20,24 m / km.

c) Indice de pente moyenne :

$Im = \Delta H / Lr = (Hmax - Hmin)/ Lr = (1786-592)/28{,}15 \times 10^3 = 0{,}0424$ ou 4,24 %

d) Dénivelée spécifique Ds

La dénivelée spécifique permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M (tableau II – 3) qui permet définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies. La dénivelée spécifique est définie comme suit :

R1	Relief très faible	Ds < 10 m
R2	Relief faible	10 < Ds < 25 m
R3	Relief assez faible	25 < Ds < 50 m
R4	Relief modéré	50 < Ds < 100 m
R5	Relief assez fort	100 < Ds < 250 m
R6	Relief fort	250 < Ds < 500 m
R7	Relief très fort	Ds > 500 m

Tableau II – 3 Classification des reliefs d'après l'ORSTOM

$$D_s = I_G \sqrt{S} = 20{,}24 \times \sqrt{437} = 423{,}11$$

Ds : dénivelée spécifique. I_G : indice de pente. S:superficie du bassin versant. On trouve Ds = 423,11 m D'après la classification de l'ORSTOM, notre bassin versant présente un relief fort (R_6), car :

250 (m) < Ds(m) < 500 (m).

C - LES CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

1 - Le profil en long

Pour tracer le profil en long d'un oued, on porte sur un graphique: - en abscisses, la distance du point à l'exutoire ;
- en ordonnées, l'altitude du même point.

2 - Le tracé en plan

Le cours principal d'un oued est alimenté par des affluents. Les plus importants sont ceux qui sont eux-mêmes alimentés par des affluents moins importants et ainsi de suite jusqu'au plus petit affluent, qui n'est alimenté que par les écoulements de surface ou les écoulements hypodermiques.

a) La classification de Horton

Comme montré dans la figure II - 3, on classe de façon rationnelle les différents cours d'eau, selon leur importance:

Ordre 1: ruisseau qui n'a pas de tributaire (ou d'affluent),

Ordre 2: ruisseau ayant au moins un affluent d'ordre 1 et ceux-là uniquement,

Ordre 3: rivière qui a des tributaires du 2ème ordre, et même du premier ordre.

b) Les lois de Horton

Horton a introduit la notion de rapport de bifurcation r_b qui est le rapport entre le nombre d'affluents d'un ordre donné au nombre d'affluents de l'ordre immédiatement inférieur. Généralement, la valeur

de r_b est comprise entre 2 et 4 avec une moyenne égale à 3,5. Ceci conduit à la formulation des lois de Horton :

1) **la loi du nombre d'affluents:**

$$N_u = r_b^{k-u} \rightarrow \log N_u = (k-u)\log r_b$$

où : N_u = nombre d'affluents d'ordre u, r_b = rapport de bifurcation, k = ordre de la rivière principale.

Horton a proposé d'autres lois concernant les longueurs et les surfaces moyennes des bassins versants des affluents.

2) **les longueurs moyennes des oueds d'ordre u :**

$$\overline{L_u} = \overline{L_1} r_l^{u-1} \rightarrow \log \overline{L_u} = (u-1)\log r_l + \log \overline{L_1}$$

où $\overline{L_u}$ = longueur moyenne des affluents d'ordre u, et

r_l = rapport de longueur; c'est le rapport entre les longueurs des oueds d'un ordre donné aux longueurs des oueds d'ordre immédiatement inférieur ;

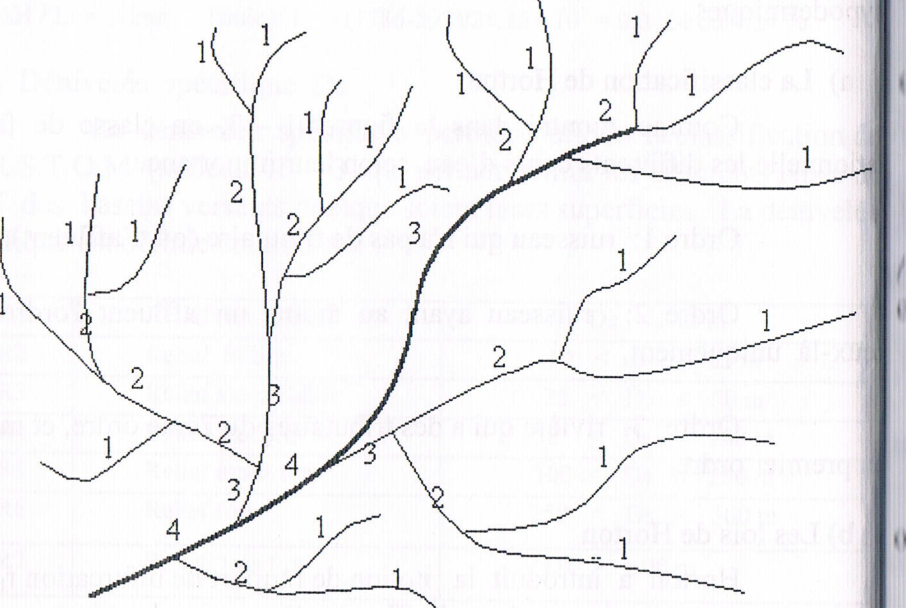


Figure II – 4 La classification de Horton

3) **les surfaces moyennes des bassins versants des affluents d'ordre u:**

$$\overline{A_u} = \overline{A_1} r_a^{u-1} \rightarrow \log \overline{A_u} = (u-1)\log r_a + \log \overline{A_1}$$

où $\overline{A_u}$ = surface moyenne des bassins versants des affluents d'ordre u, et r_a = rapport de surfaces; c'est le rapport entre les surfaces des oueds d'un ordre donné aux surfaces des oueds d'ordre immédiatement inférieur.

Les équations ci-dessus indiquent une progression géométrique des grandeurs des nombres d'affluents, des longueurs et des surfaces. Graphiquement, ces nombres, longueurs et surfaces sont représentés par des droites sur du papier semi-logarithmique. Ces équations peuvent être utilisées en mesurant N, L et A pour les deux plus grands ordres dans le bassin et permettent ainsi l'estimation de ces valeurs pour les ordres inférieurs. Ceci est illustré par un exemple dans le livre d'exercices.

3 - Les facteurs physiographiques d'un bassin versant

a) Densité de drainage:

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant.

$$D_d = \frac{\Sigma L_i}{S}$$

Pour le bassin versant du barrage de Koudiat Rofsa, D_d = 330 / 437 = 0,755 km / km². Les L_i peuvent être soit mesurées sur la carte du chevelu hydrographique, soit estimées par les formules précédentes.

b) Densité de thalwegs élémentaires, ou fréquence des oueds élémentaires:

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

où N_1 = nombre de thalwegs d'ordre 1. On a N_1 = 96 d'où:

F_1 = 96 / 437 = 0,220

c) **Rapport de confluence Rc:**

$$R_c = \frac{N_i}{N_{i+1}}$$

N_i = nombre de thalwegs d'ordre i.

d) **Coefficient de torrentialité C_t:**

$$C_t = D_d \times F_1 .$$

$$C_t = 0{,}755 \times 0{,}220 = 0{,}166$$

D. BIBLIOGRAPHIE

Roche M. (1963) : *Hydrologie de Surface*, Gauthier-Villa éd. Paris.

Grisoni, M., Decroux, J. (1972) : *Cours d'Hydrolog Superficielle, Initiation à l'Hydrologie,* S.E.S , Secrétariat d'Etat l'Hydraulique, Alger.

Dubreuil, P. (1974) : *Initiation à l'Analyse Hydrologiqu* Masson et Cie éd. Paris.

Linslay, R.K., Kohler, Paulhus (1982) : Hydrology for Eng neers, ;Mc Graw Hill Company, New York.

Wilson, E. M. (1983) : *Engineering Hydrology*, MacMill Publishers Ltd, London.

Réméniéras, G. (1986) : *L'Hydrologie de l'Ingénieur*, é Eyrolles, Paris.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988) : *Appli Hydrology*, Mc Graw Hill Book Company, New York.

Linsley, R.K., Franzini, J.B., Freyberg, D.L., Tchoban glous, G. (1992) : *Water Ressources Engineering*, Mc Graw Hill In New York.

III

QUELQUES NOTIONS DE STATISTIQUES

A. INTRODUCTION

Les statistiques sont une science qui utilise des méthodes scientifiques pour collecter, organiser, synthétiser, présenter et analyser les données de tel ou tel phénomène. Elles permettent aussi de tirer des conclusions valables et de prendre des décisions raisonnables sur la base de ces analyses.

Les statistiques permettent d'exploiter les informations recueillies pour établir toute relation de causalité par l'interprétation et l'analyse.

Un phénomène aléatoire est un phénomène comportant des variables aléatoires, c'est-à-dire des variables liées au hasard et dont les valeurs ne peuvent, en conséquence, être connues à l'avance.

Les statistiques sont appliquées dans presque tous les domaines de l'activité scientifique. Lorsqu'on analyse des données relatives à un groupe d'individus ou d'objets, par exemple les tailles des étudiants, les hauteurs et/ou les diamètres des troncs d'arbres dans une forêt, les débits d'un cours d'eau, il est souvent impossible ou pas pratique d'examiner tous les éléments du groupe appelé population ; on examine alors une petite partie du groupe appelée échantillon.

Si l'échantillon est représentatif de la population, des conclusions importantes peuvent être tirées à partir de l'analyse de l'échantillon.

B. ANALYSE STATISTIQUE

Une série statistique est constituée par l'ensemble des valeurs du caractère étudié.

Par exemple, nous disposons de la série suivante de débits maximum annuels d'un oued, en m^3/s:

1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
An	Q	An	Q	An	Q	An	Q	An	Q
1965	28	1970	36	1975	44	1980	77	1985	58
1966	37	1971	69	1976	49	1981	77	1986	39
1967	52	1972	99	1977	53	1982	59	1987	38
1968	34	1973	77	1978	58	1983	54	1988	103
1969	44	1974	62	1979	64	1984	49	1989	47

Tableau III-1 Débits maximum d'un oued

En général, ces données brutes ne sont pas organisées. Pou pouvoir analyser une telle série et mettre en relief ses caractéristique essentielles, l'on procède comme suit :

1 - Ordre de la série :

On peut ranger les valeurs étudiées soit dans l'ordre croissa soit dans l'ordre décroissant. La différence entre la plus grande valeur la plus petite est appelée l'amplitude de la série.

Une valeur n'est inscrite qu'une seule fois et, en face, indique le nombre de fois où l'on a observé cette valeur. Ce nombre e l'effectif de la valeur ou sa fréquence absolue (n_i) ; ainsi, la fréquen absolue du débit 38 m^3/s est 1.

On peut également indiquer pour cette valeur la fréquen relative (f_i) qui est le rapport entre la fréquence absolue de la valeur et total des fréquences absolues $N=\sum n_i=25$ de la série ; ainsi, la fréquen relative du débit 38 m^3/s est $1/25 = 0,04$.

Toutes ces opérations sont indiquées dans le tableau II - 2.

2 - Groupement des valeurs:

Pour mettre en relief les caractéristiques de la série étudié on opère des groupements en classes de valeurs.

Un groupement consiste à remplacer toutes les valeurs situé dans un intervalle donné par une valeur unique, appelée "centre classe", à laquelle on attribue une fréquence égale à la somme d fréquences des valeurs appartenant à cet intervalle. Dans la plupart d cas, l'on recherche un découpage en intervalles égaux.

Pratiquement, pour trouver les distributions fréquentielle l'on procède comme suit :

1.- On détermine la donnée la plus grande et la donnée la plus petite, et on calcule l'amplitude de notre échantillon, qui est égale à la différence entre ces deux valeurs.

1	2	3	1	2	3
Variable (x_i)	Effectif ou Fréquence Absolue (n_i)	Fréquence Relative (f_i)	(x_i)	(n_i)	(f_i)
28	1	0,04	53	1	0,04
34	1	0,04	54	1	0,04
36	1	0,04	58	2	0,08
37	1	0,04	59	1	0,04
38	1	0,04	62	1	0,04
39	1	0,04	64	1	0,04
44	2	0,08	69	1	0,04
47	1	0,04	77	3	0,12
49	2	0,04	99	1	0,04
52	1	0,04	103	1	0,04

Tableau III-2 Rangement des valeurs des débits

2.- On divise cette amplitude en un nombre convenable d'intervalles de même grandeur. Le nombre d'intervalles se situe entre 5 et 20 selon les cas. On utilise souvent la formule suivante:

$$k = 1 + \frac{10 \times \log N}{3}$$

où k = nombre d'intervalles et N = grandeur de l'échantillon.

Les limites des classes ne doivent pas coïncider avec les données de l'échantillon.

Numéro de classe (i)	Bornes des classes	Centre de classe (xi)	Effectif ou fréquence absolue (ni)	Fréquence relative (fi)
1	$25,5 \leq x < 37,5$	31,5	4	0,16
2	$37,5 \leq x < 49,5$	43,5	7	0,28
3	$49,5 \leq x < 61,5$	55,5	6	0,24
4	$61,5 \leq x < 73,5$	67,5	3	0,12
5	$73,5 \leq x < 85,5$	79,5	3	0,12
6	$85,5 \leq x < 97,5$	91,5	0	0
7	$97,5 \leq x < 109,5$	103,5	2	0,08

Tableau III-3 Groupement des valeurs des débits

3.- On détermine le nombre d'observations (ou de donnée dans chaque intervalle, c'est-à-dire la fréquence absolue n_i de chaq classe.

4.- On détermine la fréquence relative f_i = (n_i / N (N = nombre total d'observations contenues dans l'échantillon).

L'ensemble des couples (x_i,n_i) ou (x_i,f_i) définit ce qu'o appelle la fonction de distribution de la variable x.

On remarque ce qui suit :

1° - une classe contient la limite inférieure, mais pas la limi supérieure, ceci afin d'éviter qu'une valeur chevauche entre deux class ou soit comptée deux fois ;

2° - le groupement dénature la série initiale : per d'information et altération de son contenu ;

3° - le groupement, étant dépendant du statisticien, e arbitraire.

Le groupage des données fait perdre beaucoup d'information Ainsi, pour la classe [40,5 - 55,5 [, l'on ne sait pas comment so distribuées les données à l'intérieur de l'intervalle. Cependant le groupa présente un avantage majeur, qui est celui d'avoir une vision globale d l'échantillon et les caractéristiques principales de l'échantillon devienne plus apparentes.

Le groupement devra donc être choisi de manière à concili les avantages de la synthèse et les inconvénients d'une trop gran altération.

3 - Histogramme et polygone de fréquences:

C'est la représentation graphique de la fonction d distribution.

Un histogramme est une série de rectangles ayant:

a- leurs bases sur l'axe des x centrées au milieu des intervall et dont la longueur est égale à la grandeur de l'intervalle.

b- leurs hauteurs sont égales aux fréquences. De ce fait surface d'un rectangle est proportionnelle à la fréquence de l'interval qu'il représente.

Le polygone des fréquences est obtenu en joignant l milieux des sommets des rectangles de l'histogramme. On complète ligne polygonale au moyen des segments AB et HI, de façon telle q l'aire du polygone soit égale à l'aire de l'histogramme.

La fréquence relative d'une classe est obtenue en divisant la fréquence absolue de la classe par le nombre total de données dans l'échantillon. Par exemple, la fréquence relative de la 2ème classe est :

8 / 25 = 0,32 ou 32 %.

Si on remplace, dans le tableau, la colonne des fréquences absolues par celle des fréquences relatives, on obtient la distribution des fréquences relatives.

La représentation graphique de la distribution des fréquences relatives s'obtient à partir de l'histogramme ou du polygone des fréquences en changeant l'échelle verticale des fréquences par les fréquences relatives.

Si les intervalles des classes sont égaux entre eux, on a:

aire de l'histogramme = aire du polygone des fréquences = $\Sigma f_i = 1$

aire de l'histogramme = aire du polygone des fréquences = $\Sigma n_i = N$; N = 25 dans notre cas).

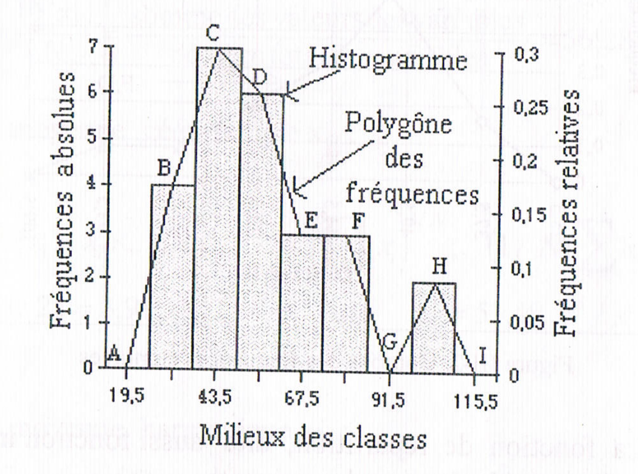


Figure III-1 Histogramme et polygone des fréquences

4 - Courbes de fréquences cumulées ou fonction de répartition:

La fonction de distribution d'une variable est constituée par ensemble des couples (x_i, n_i) ou (x_i, f_i).

Débits	Effectif cumulé	Fréquence cumulée au non-dépassement (FND)	Débits	Effectif cumulé	Fréquence cumulée au dépassement (FD)
< 25,5	0	0	> 25,5	25	1,00
< 37,5	4	0,16	> 37,5	21	0,84
< 49,5	11	0,44	> 49,5	14	0,56
< 61,5	17	0,68	> 61,5	8	0,32
< 73,5	20	0,80	> 73,5	5	0,20
< 85,5	23	0,92	> 85,5	2	0,08
< 97,5	23	0,92	> 97,5	2	0,08
< 109,5	25	1,00	> 109,5	0	0,00

Tableau III-4 Calcul des fréquences cumulées

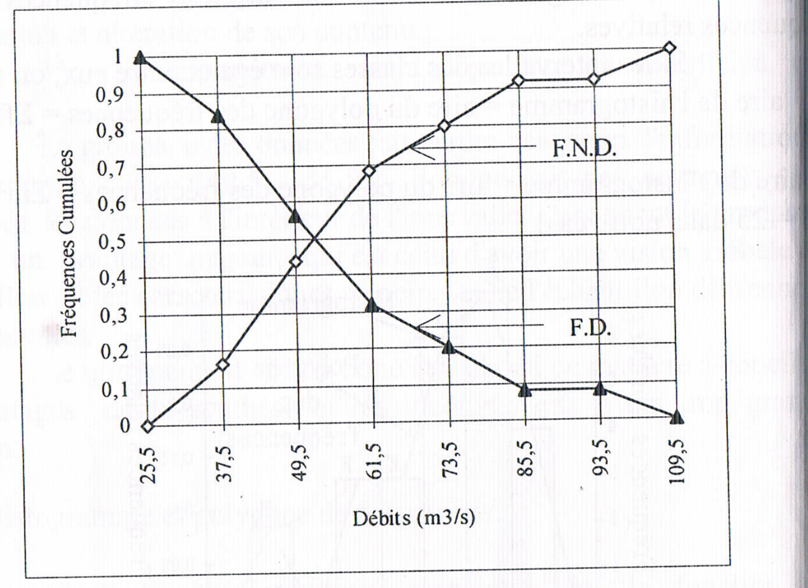


Figure III-2 Courbes des fréquences cumulées

La fonction de répartition, dite aussi fonction intégrale, constituée par l'ensemble des couples suivants :

- (x_i, cumul des fréquences de la plus petite valeur jusqu'à celle x_i) pour les cumuls ascendants (c'est à dire de la plus petite à la p grande valeur). C'est la fréquence cumulée au non-dépassement (FND)
- ou (x_i, cumul des fréquences depuis celle de x_i jusqu'à celle de plus grande valeur de l'échantillon) pour les cumuls descendants. C la fréquence cumulée au dépassement (FD).

Dans le tableau III - 4 on a calculé les fréquences cumul jusqu'aux bornes des intervalles. La somme des fréquences de toutes

valeurs plus petites que la limite supérieure d'un intervalle est appelée Fréquence cumulée au non - dépassement (FND) : ainsi 80 % des débits maximum annuels considérés sont inférieurs à 73,5 m³/ s. En outre, la somme des fréquences de toutes les valeurs plus grandes que la limite inférieure d'un intervalle est appelée fréquence cumulée au dépassement (FD). Ainsi, 20% des débits maximums annuels de notre échantillon sont supérieurs à 73,5 m³/ s.

On constate que: F.N.D. + F.D. = 80 % + 20 % = 100 %

5 - Les paramètres de position:

a) Le mode (ou dominante)

C'est la valeur dont la fréquence est la plus grande (qui se répète le plus souvent). Dans notre cas, cette valeur est 77 m³ /s.

b) La moyenne arithmétique x_a:

$$\bar{x}_a = \frac{(\sum x_i)}{N} = \frac{\text{somme des valeurs des variables}}{\text{nombre total des variables}} = 56{,}28 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) La moyenne géométrique x_g :

$$\bar{x}_g = (x_1 \times x_2 \times \ldots\ldots \times x_N)^{1/N} = \left(\prod x_i\right)^{1/N} ; \quad (1/N)\sum \ln x_i =$$

$$99{,}45/25 = 3{,}98; \quad \bar{x}_g = e^{3{,}98} \Rightarrow \quad \bar{x}_g = 53{,}40 \; m^3/s$$

d) La moyenne harmonique x_h :

$$\bar{x}_h = N/\left(\sum 1/x_i\right) = 25/0{,}4925 = 50{,}76 \; m^3/s$$

e) La moyenne quadratique x_q :

$$\bar{x}_q = \sqrt{\frac{\sum x_i^2}{N}} = \sqrt{87{,}989/25} = 59{,}33 \; m^3/s$$

f) Hiérarchie des moyennes:

On appelle moyenne d'ordre α la valeur x_α telle que

$$(x_\alpha)^\alpha = \frac{x_1^\alpha + x_2^\alpha + \dots + x_N^\alpha}{N} = \frac{\sum x_i^\alpha}{N}$$

et l'on voit que si:

$\alpha = 2$, on retrouve la moyenne quadratique,

$\alpha = 1$, on retrouve la moyenne arithmétique,

$\alpha = -1$, on retrouve la moyenne harmonique,

si α tend vers 0, on montre que la limite est la moyen[ne] géométrique.

Nous noterons que la fonction x_α est toujours croissante. [La] hiérarchie des moyennes est donc celle des valeurs de α c'est-à-dire:

$$\bar{x}_h < \bar{x}_g < \bar{x}_a < \bar{x}_q$$

Dans notre exemple on a bien:

$$\bar{x}_h = 50{,}76\ m^3/s < \bar{x}_g = 53{,}40\ m^3/s$$

$$< \bar{x}_a = 56{,}28\ m^3/s < \bar{x}_q = 59{,}33\ m^3/s$$

g) La médiane:

La médiane d'une série de chiffres ordonnés est la valeur milieu, c'est à dire celle qui partage l'échantillon en deux parties égales. Géométriquement, la médiane est la valeur de l'abscisse qui correspond à la verticale qui divise l'histogramme en deux par[ties] d'égale surface.

On calcule la médiane par la formule suivante:

$$\text{Médiane} = L_1 + \left(\frac{\frac{N}{2} - (\sum f_i)}{f_{médiane}}\right) \times c$$

où:

L_1 = limite inférieure de la classe médiane,

N = nombre de valeurs dans l'échantillon,

$\sum f_i$ = somme des fréquences absolues de toutes les clas[ses] inférieures à la classe médiane.

$f_{médiane}$ = fréquence de la classe médiane

c = grandeur de la classe médiane.

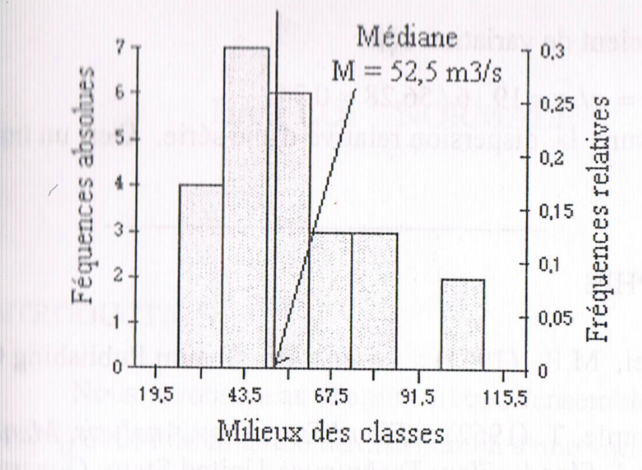


Figure III-3 Calcul de la médiane

[D]ans notre cas on a:

$$\text{Médiane} = 49{,}5 + \left(\frac{(25/2) - (4+7)}{6}\right) \times 12 = 52{,}5\ m^3/s$$

On vérifie que:

moitié gauche histogramme = moitié droite

[4 x] 12 + 7 x 12 + 6 x (52,5 - 49,5) = 6 x (61,5 - 52,5) + 6 x 12 + 2 x 12

48 + 84 + 18 = 54 + 72 + 24

150 = 150

[L]'égalité est vérifiée.

6 - Les paramètres de dispersion :

a) La variance s^2

La variance d'une série de valeurs est la moyenne [ar]ithmétique des carrés des écarts entre ces valeurs et leur moyenne:

$$s^2 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{N - 1} = 366{,}79$$

b) L'écart-type s

L'écart-type s est égal à la racine carrée de la variance. Il [m]esure la dispersion des valeurs étudiées autour de la moyenne. [D]ans notre cas: $s = 19{,}15\ m^3/s$.

c) Le coefficient de variation c_V :

$$c_V = s / \bar{x} = 19{,}16 / 56{,}28 = 0{,}34$$

Il mesure la dispersion relative d'une série. C'est un nomb
sans dimension.

C. BIBLIOGRAPHIE

Spiegel, M.R. (1961) : *Statistics,* Shaum Publishing Co
pany, New York.

Dalrymple, T. (1962) : *Flood Frequency Analysis, Manual*
Hydrology : Part 3, Flood - Flow Techniques, United States Governme
Printing Office, Washington, D.C.

Roche M. (1963) : *Hydrologie de Surface,* Gauthier-Villa
ed. Paris.

Parl, B. (1967) : *Basic Statistics,* Doubleday, New York.

Riggs, H.C., (1968) : *Some Statistical Tools in Hydrolog*
United States Government Printing Office, Washington, D.C.

Pacé, P. et Cluzel R. (1969) : *Statistiques et Probabilit*
Librairie Delagrave, Paris.

Viallet, F. (1970) : *Statistiques et Recherche Appliqu*
Chotard et Associés éd., Paris.

Laborde, J.P. (1982) : *Eléments d'Hydrologie de Surfa*
Institut Nationale Polytechnique de Lorraine, France.

Sachs, L. (1884) : *Applied Statistics, a Handbook of Tec*
niques, Spring-Verlag Inc., New York.

Baillargeon, G. (1990) : *Méthodes Statistiques*
l'Ingénieur, Les Editions S.M.G., Trois Rivières, Quebec, Canada.

IV

LA LOI NORMALE

INTRODUCTION

Nous avons vu au chapitre III que l'ensemble des couples (x_i,
) ou (x_i,f_i) définit la fonction de distribution d'une variable, c'est-à-dire:

$$f_e(x_i) = n_i / N$$

que la fonction de répartition est:

$$FND = F_e(x_i) = \sum_{j=1}^{i} f_e(x_j) \quad ou \quad FD = F1_e(x_i) = \sum_{j=i}^{k} f_e(x_j)$$

est le nombre d'intervalles.

Ces fonctions f_e et F_e (e pour échantillon) sont définies pour
échantillon. Pour une population ces fonctions sont f(x) et F(x) et
nt définies comme suit:

$$f(x) = \lim_{\substack{N \to \infty \\ \Delta x \to 0}} \{ f_e(x) / \Delta x \} \quad et \quad F(x) = \lim_{\substack{N \to \infty \\ \Delta x \to 0}} F_e(x)$$

) = fonction de densité de probabilité (f.d.p.),
F(x) = Fonction de probabilité (f.p.).

ur que f(x) soit une f.d.p., on doit avoir: $\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)\,dx = 1$

Les fonctions f(x) et son intégrale F(x) sont des fonctions
oriques. Les mathématiciens ont étudié et développé un bon nombre
ces fonctions dont chacune peut s'appliquer à un ou plusieurs
énomènes concrets et permettre ainsi d'améliorer considérablement
r compréhension. Nous en aborderons brièvement quelques unes qui
nt appliquées le plus fréquemment en hydrologie.

Il s'agit de:

- la loi normale ou loi de Laplace-Gauss,
- la loi log-normale ou loi de Galton,
- la loi exponentielle ou loi de Gumbel.

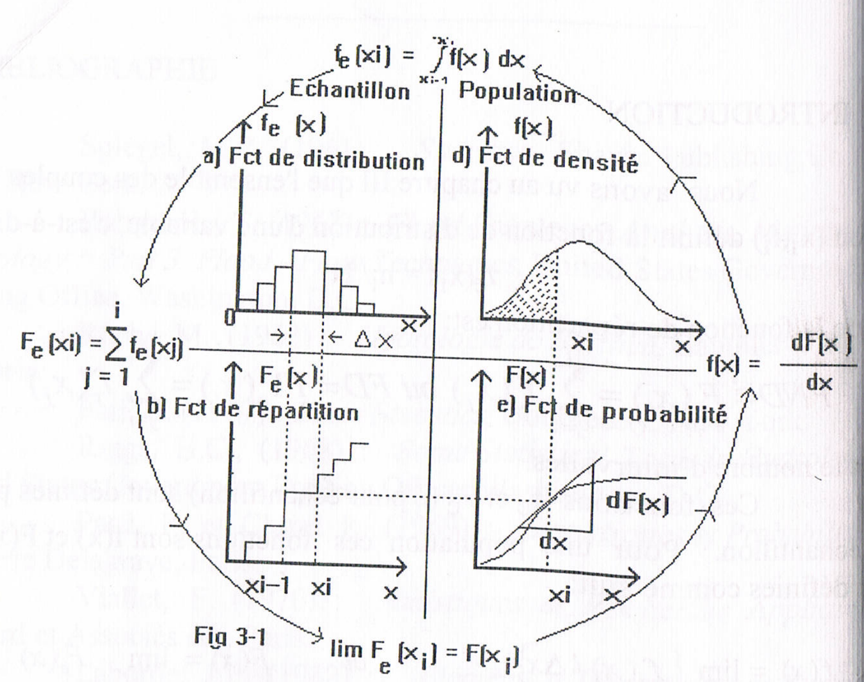


Figure IV-1 Relations entre les fonctions de distribution, de répartition, de densité et probabilité d'une variable aléatoire

B - DEFINITION DE LA LOI NORMALE

OU LOI DE LAPLACE – GAUSS

L'expression de la fonction de densité de probabilité de la normale est:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

Celle de la fonction de probabilité de la loi normale est:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx$$

μ est la moyenne et σ l'écart-type de la population étudiée.

En remplaçant x par z = (x - μ) / σ qui est la variable normale duite, oú encore appelée variable centrée réduite, on a:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}}$$

$$et \quad F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{z} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

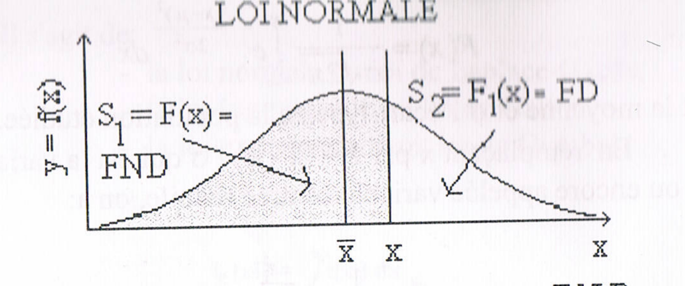
Les valeurs de F(x) sont fournies par les tables de l'intégrale Gauss en fonction de la variable réduite z (annexe 1).

Supposons qu'un échantillon de hauteurs de pluies annuelles ajuste bien à une loi de Gauss. Pour chaque valeur de x_i de notre hantillon, nous pouvons calculer sa variable réduite z_i. La table de uss nous donne la probabilité de non-dépassement (PND ou FND) de , c'est-à-dire la probabilité de ne pas dépasser ou d'égaler z_i, qui est la ême que la probabilité de non-dépassement de x_i. Notez que F(x) est ale à la surface sous la courbe f(x) qui va de - ∞ à x; elle est donc ale à la probabilité d'avoir x_i inférieur ou égal à x, c'est-à-dire la obabilité d'égaler ou de ne pas dépasser x. F(x) est aussi appelée la équence au non-dépassement (FND) de x.

Notez qu'il existe des tables de l'intégrale de Gauss qui nnent la probabilité au dépassement FD (x):

$$FD(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{z}^{+\infty} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

Donc FD (x) est égale à la surface sous la courbe f(x) qui va x à + ∞; elle est donc égale à la probabilité d'avoir x_i supérieur ou égal x, c'est-à-dire la probabilité d'égaler ou de dépasser x.



$F(x)$ = fréquence au non-dépassement = F.N.D.
= probabilité au non-dépassement = P.N.D.
$F_1(x)$ = fréquence au dépassement = F.D.
= probabilité au dépassement = P.D.

Figure IV-2 Définition de la FD et de la FND

Noter que FND (x) + FD (x) = 1. Avant d'utiliser une ta[ble] de Gauss, il y a lieu donc de s'assurer quelle surface elle donne.

La loi de Gauss offre une répartition symétrique de par[t] d'autre de la moyenne, qui est en même temps la médiane et le mo[de]. Certaines tables ne donnent que la moitié de la distribution. On pr[end] avantage de la symétrie pour avoir les valeurs de l'autre moitié.

C - LA DROITE DE HENRY:

L'équation de la variable réduite $z = (x - \mu) / \sigma$ peut s'écri[re] $x = \mu + z\sigma$.

Noter que l'on désigne respectivement par μ et σ la moye[nne] et l'écart-type de la population et par $\bar{x}$ et s la moyenne et l'écart-typ[e] l'échantillon.

Cette équation est l'équation de Henry ; elle représent[e la] courbe de Gauss sur le papier à probabilité normale (Figure IV – 4).

Il existe deux types de papier de probabilité normale qu[i ne] diffèrent que par l'échelle des abscisses:

- l'un a une échelle arithmétique sur laquelle on porte [les] valeurs des variables réduites z_i correspondant chacune à la vari[able] naturelle x_i ,
- l'autre a une échelle gaussienne (ou de probabilité) [sur] laquelle on porte les fréquences expérimentales $f_i = (n_i - 0,5)$

[...] n_i = rang de la variable, et N = nombre de valeurs dans la série) et les [fré]quences théoriques calculées ou lues sur la table de Gauss.

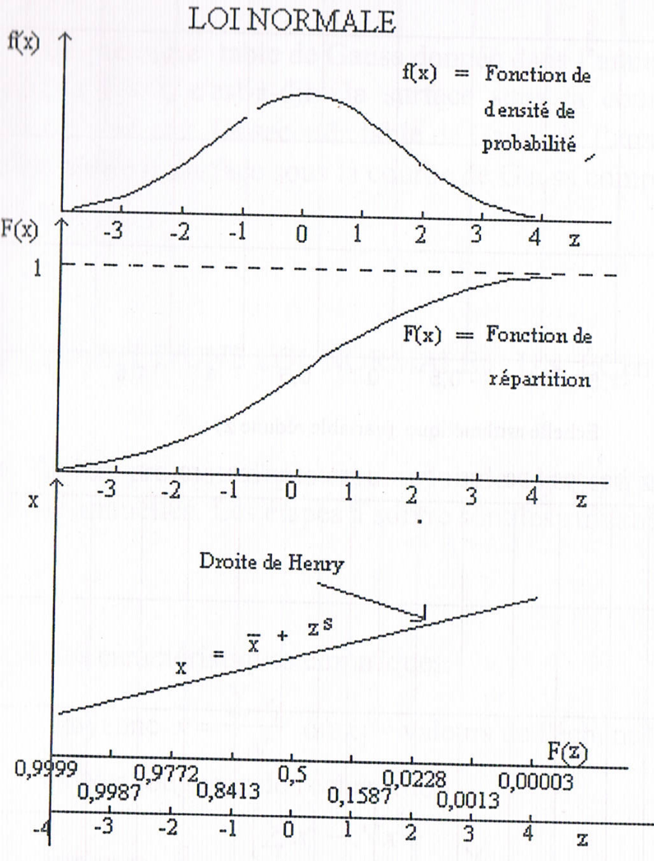
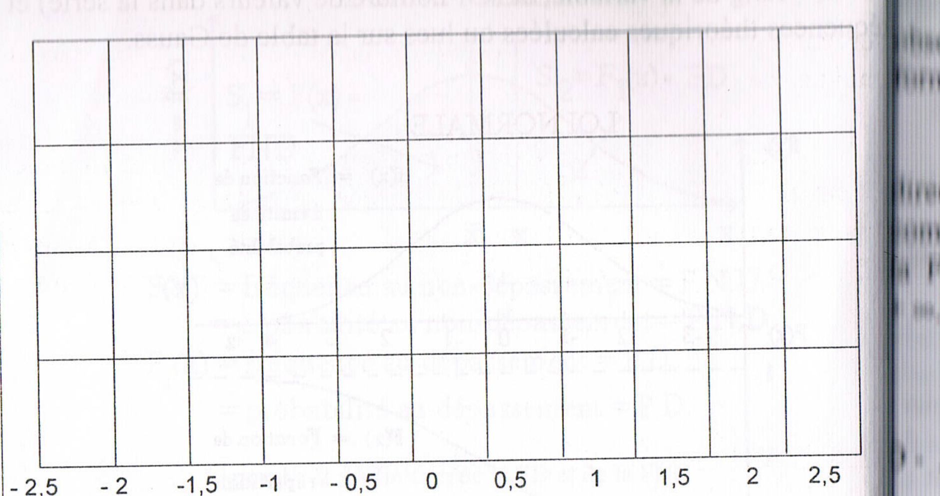


Figure IV-3 Relations entre f(x), F(x) et la droite de Henry

Evidemment, l'on porte sur l'axe des ordonnées les valeurs [de] x_i expérimentales ou calculées (théoriques).

A partir de l'équation de la droite de Henry l'on peut [fa]cilement calculer les valeurs que prendrait la variable analysée (hauteur [de] pluie annuelle, par exemple) pour une probabilité voulue.

On voudrait, par exemple, connaître la hauteur de la pluie [dé]cennale, c'est-à-dire la hauteur de pluie égalée ou dépassée au moins [u]ne fois pendant dix ans. Cette période de dix ans est appelée période de [re]tour T.



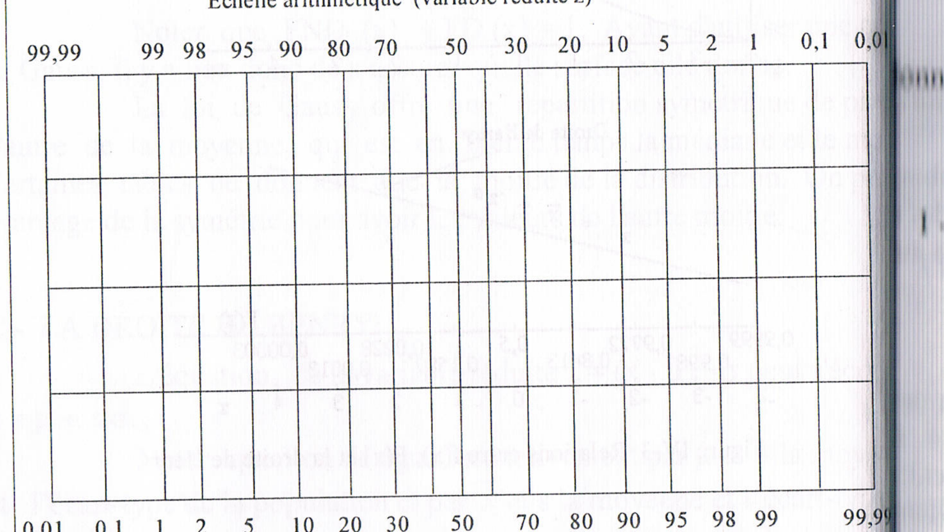


Figure IV - 4 Les deux types de papier de probabilité normale

On commence par chercher la fréquence au dépassement. Par définition, FD = 1 / T = 1 / 10 = 0.1 ; la table de Gauss donne, pour FD = 0.1, z = 1.28 (la table donne exactement FD = 0.1003). On déduit que la pluie décennale est égale à :

$$x_{0.10} = \bar{x} + 1.28\, s$$

On calcule $\bar{x}$ et s à partir de l'échantillon de pluies annuelles observées en un lieu donné et l'on tire $x_{0,10}$ pour cet endroit, grâce à la formule ci-dessus.

La première table de Gauss donnée dans l'annexe 1a indique directement la FND, c'est-à-dire la surface sous la courbe de Gauss comprise entre - ∞ et z. La seconde table de Gauss de l'annexe 1b donne la FD, c'est à dire la surface sous la courbe de Gauss comprise entre z et ∞.

… - AJUSTEMENT D'UNE LOI NORMALE À UN ÉCHANTILLON

On se propose d'ajuster une loi de Gauss à un échantillon donné de pluie annuelles. Les étapes à suivre sont les suivantes:

1 - Calcul des caractéristiques empiriques:

- moyenne $\bar{x} = \frac{\sum x_i}{N}$ où x_i = valeurs de l'échantillon

  et N = longueur de l'échantillon,

- variance $s^2 = \frac{\left\{\sum x_i^2 - N\bar{x}^2\right\}}{N-1}$;

- écart-type: $s = \sqrt{s^2}$

- coefficient de variation: $c_v = \frac{s}{\bar{x}}$.

2 - Classement des valeurs :

On classe les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant en attribuant à chacune des valeurs son numéro d'ordre n_i compté à partir de 1.

3 - Calcul de la fréquence expérimentale :

On calcule la fréquence expérimentale de chacune d valeurs. Plusieurs formules sont données dans la littérature. C recommande : $F_i(x) = (n_i - 0.5) / N$.

Deux cas peuvent se poser:

a- si on a classé nos valeurs par ordre croissant, la formule dessus donne la fréquence au non-dépassement (F = FND);

b- si on a classé nos valeurs par ordre décroissant, la form donnera alors la fréquence au dépassement (F_1 = FD).

4 - Report des valeurs :

On reporte les valeurs de notre échantillon sur du papi probabilité normale. On porte en ordonnées arithmétiques les valeurs d précipitations annuelles. Pour les abscisses, deux possibilités existent :

a) on porte les fréquences expérimentales calculé $F_i(x) = (n-0,5)/N$ sur une gradation gaussienne de 0,0001 à 0,9999,

b) ou bien on porte les variables réduites $z_i = (x_i - \bar{x}) / s$ une gradation arithmétique où l'unité est égale à la variable réduite Gauss z, (cf. les deux types de papier de probabilité, page 44).

L'alignement des points permet d'un premier abo visuellement, de conclure si notre échantillon s'ajuste ou non à une loi Gauss, ayant comme moyenne et écart-type les valeurs calculées a plus haut.

5 - Tracé de la droite de Henry :

On trace la droite de Henry en la faisant passer par d points. Chaque point est défini par une abscisse et une ordonnée. choisit pour chaque point, arbitrairement, l'ordonnée ou l'abscisse et calcule l'autre coordonnée en utilisant l'équation de la droite de He Celle-ci permet d'obtenir :

- soit la valeur de l'ordonnée si on choisit arbitrairem l'abscisse,
- soit la valeur de z si on a choisit arbitrairement l'ordonn

Maintenant, si l'on a utilisé le papier à éch arithmétiques, on porte le point sur le graphe et on procède par démarche identique pour porter le second point de la droite de Henry.

Si on utilise le papier à échelle de probabilité, on utili table de Gauss pour trouver la FD ou la FND correspondant à z.

Noter que si on choisit arbitrairement une probabilité co abscisse, on doit trouver le z correspondant à l'aide de la table de G

avant de recourir à l'équation de la droite de Henry pour trouver l'ordonnée.

6 - Observations:

Plusieurs cas peuvent se présenter:

1. Les points expérimentaux s'alignent bien et la droite de Henry se place au milieu des points. On en conclut que la loi de Gauss peut s'adapter à notre échantillon.

2. Les points expérimentaux s'alignent bien, mais la droite de Henry est mal placée par rapport à ces points. Il peut s'agir d'une erreur dans la détermination des caractéristiques empiriques.

3. Les points expérimentaux ne s'alignent pas. La loi de Gauss est à rejeter. Il faudrait essayer d'ajuster une autre loi de probabilité à notre échantillon.

Exemple

On considère la série des pluies journalières maximales à Bouira, c'est-à-dire qu'on choisit, pour chaque année, la pluie journalière correspondante la plus grande (tableau IV – 1).

Les caractéristiques de l'échantillon de pluies maximales de Bouira sont : moyenne = 37.35 mm et écart-type = 11.14 mm.

An	Pluie	An	Pluie	An	Pluie	An	Pluie	An	Pluie
1922	44	1933	35,4	1951	44,9	1971	27	1981	36,9
1923	29,7	1934	40,6	1952	21	1972	43,4	1982	24
1924	30,2	1935	26,6	1953	47,3	1973	42,6	1983	35
1925	40,5	1943	30	1954	39,7	1974	63,8	1984	27,5
1926	63	1944	40,5	1955	39,6	1975	32,4	1985	43,1
1927	35,1	1945	32,5	1956	29,9	1976	37,7	1986	48,4
1928	41,6	1946	31,2	1957	79,1	1977	35	1987	19,7
1929	49,5	1947	40,2	1958	28,7	1978	30,7	1988	37,5
1930	43,8	1948	45,8	1959	31	1979	28,2	1989	33,3
1931	53,5	1949	25,4	1969	30,6	1980	37,4	1991	41
1932	22,1	1950	40	1970	21,8				

Tableau IV-1 Série de pluies journalières maximales à Bouira

Le tableau IV – 2 donne les différentes étapes de calcul seulement quelques lignes sont indiquées dans le tableau IV – 2, le tableau entier est donné en annexe 4):

- la première colonne indique les pluies telles qu'elles o[nt]
été mesurées,

- la deuxième colonne donne les pluies classées par ord[re]
décroissant,

- la troisième colonne donne l'ordre de classement n,

- la quatrième colonne donne la fréquence au no[n]
dépassement, étant donné que les données sont classées par ord[re]
croissant, en appliquant la formule $F_n = (n - 0.5) / N$ où n = numé[ro]
d'ordre de la pluie et N = taille de l'échantillon, on obtient F = FN[D]
qui est la probabilité au non-dépassement de la pluie considé[rée]
(FD = 1 - FND serait la probabilité au dépassement),

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Pluies Mesurées	Pluies classées	Rang n	FND	zi théoriques
44	19,7	1	0,009	-1,584
29,7	21	2	0,028	-1,468
...	...	...	...	...
37,5	63	51	0,953	2,303
33,3	63,8	52	0,972	2,374
41	79,1	53	0,991	3,748

Tableau III-2 Ajustement d'une loi normale à le série de pluies maximales à Boui[ra]

- La cinquième colonne donne la variable rédu[ite]

$$z_i = \frac{P_i - \overline{P}}{s}$$

Maintenant on porte les points expérimentaux :

- soit sur le papier à échelle arithmétique en abscisses les [zi]
et en ordonnées les P_i (figure IV – 6),

- soit sur du papier à échelle de probabilité en abscisses l[es]
FND et en ordonnées le P_i. Le loisir est laissé au lecteur de le faire.

Noter que pour éviter une confusion, il y a lieu de porter [les]
FND sur l'échelle de probabilité du bas de la page et les FD sur l'éch[elle]
du haut.

Pour tracer la droite de Henry ou droite théorique :

- sur le papier millimétré on porte 2 points par lesquels pa[sse]
la droite de Henry et pour lesquels on choisit arbitrairement les absci[sses]
$z_1 = -1$ et $z_1 = +1$ par exemple. Les ordonnées correspondantes sont :

$$P_1 = \overline{P} + z_1 s = 37{,}35 - 11{,}14 = 26{,}21 \text{ mm} \quad \text{et}$$

$$P_2 = \overline{P} + z_2 s = 37{,}35 + 11{,}14 = 48{,}49 \text{ mm}$$

- sur le papier de probabilité, on choisit arbitrairement les [ab]scisses $FND_1 = 0{,}2$ et $FND_2 = 0{,}9$ par exemple. On cherche ensuite sur [la] table de Gauss z_1 et z_2 correspondant à FND_1 et FND_2 ; on trouve [z_1] = 0,84 et $z_2 = 1{,}28$

d'où $P_1 = \overline{P} + z_1 s = 37{,}35 - 0{,}84 \times 11{,}14 = 28$ mm et

$$P_2 = \overline{P} + z_2 s = 37{,}35 + 1{,}28 \times 11{,}14 = 51{,}61 \text{ mm}.$$

On aurait pu procéder inversement, c'est-à-dire choisir arbitrairement les pluies et trouver les z et les FND correspondants.

Noter que sur le graphe IV – 5 l'ordinateur a calculé et tracé [les] points théoriques et les points expérimentaux ayant la même FND (et [no]n les mêmes z !!!!). Réfléchir et trouver pourquoi.

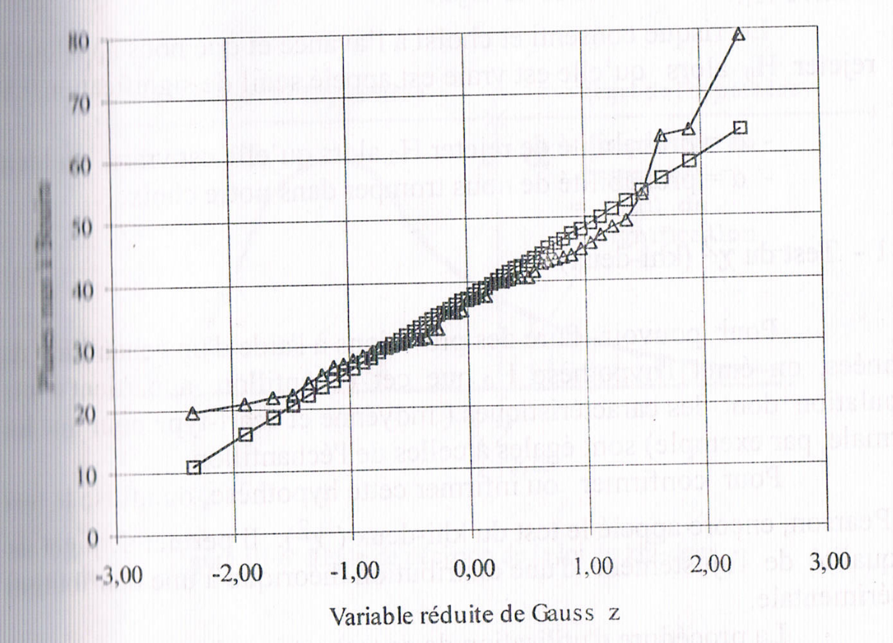


Figure IV-5 Ajustement d'une loi normale aux pluies journalières maximales à Bouira

[I]I - TESTS D'ADEQUATION D'UNE LOI THEORIQUE

Supposons qu'une répartition empirique soit approchée par une courbe théorique F(x). Même si la courbe théorique est bien choisie,

Une question se pose alors:

- Ces écarts sont-ils dûs uniquement au hasard, vu le nombre limité d'observations?

- Ou bien sont-ils structurels et proviennent-ils du fait que courbe théorique a été mal choisie ?

Pour y répondre, l'on fait appel aux tests d'adéquation ou conformité. Dans ce cours, nous décrirons deux tests d'adéquation:

- le test du khi- deux χ^2,
- le test de Kolmogorov-Smirnov.

L'application de ces derniers consiste à vérifier l'hypothèse H_0 selon laquelle une certaine loi de répartition F(x) s'ajuste à notre échantillon. C'est-à-dire que H_0 est considérée hypothèse vrai et est appelée hypothèse nulle. Toute autre hypothèse est appelé hypothèse alternative H_1.

Le risque consenti et choisi à l'avance et que nous appelons de rejeter H_0 alors qu'elle est vraie est appelé seuil de signification. On a :

- α = probabilité de rejeter H_0 alors qu'elle est vraie, ou bien
- α = probabilité de nous tromper dans notre choix.

1 - Test du χ^2 (khi-deux)

Pour pouvoir faire des prévisions à l'aide d'un échantillon de données, on émet l'hypothèse H_0 que cet échantillon appartient à une population dont les caractéristiques (moyenne et écart-type pour une loi normale, par exemple) sont égales à celles de l'échantillon.

Pour confirmer ou infirmer cette hypothèse, on utilise le test de Pearson, encore appelé le test du khi-deux (χ^2). Il permet de juger de la qualité de l'ajustement d'une distribution théorique à une distribution expérimentale.

La procédure d'utilisation de ce test est la suivante:

1- On divise l'intervalle de variation en k classes de façon que chacune d'elles contienne au minimum 5 données expérimentales (généralement, on s'abstient d'analyser des échantillons de moins de 10 valeurs). La classe i est bornée par les valeurs x_{i-1} et x_i choisies arbitrairement. On détermine la fréquence absolue observée ou l'effectif de chaque classe: f_{o1}, f_{o2}, ..., f_{ok} avec $\Sigma f_{oi} = N$; N = taille de l'échantillon.

2- On peut obtenir les fréquences théoriques :

$f_{t1} = N.p_1$, $f_{t2} = N.p_2$,..., $f_{tk} = N.p_k$ où p_i représente la probabilité que la variable étudiée prenne une valeur appartenant à la classe i, c'est à dire que $p_i = \int_{x_{i-1}}^{x_i} f(x)\,dx = FND_i - FND_{i-1}$ où f (x) = la fonction de densité de probabilité choisie, les limites de l'intégrale étant x_{i-1} et x_i . On a aussi $\Sigma f_{ti} = N$.

3- Pour évaluer l'ampleur de l'écart entre les fréquences absolues observées f_{oi} et les fréquences théoriques f_{ti} obtenues à partir de la loi théorique que l'on suppose adéquate, on utilise la quantité:

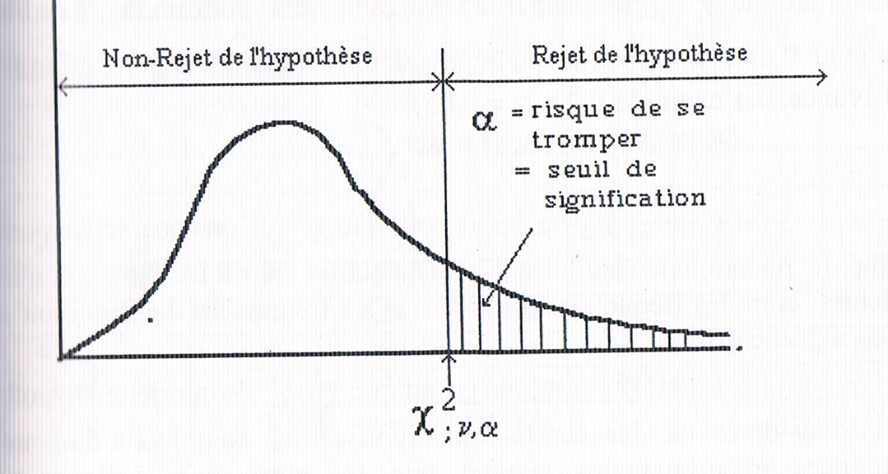


Figure III-6 Règle de décision de la loi du khi-deux

$$\chi^2 = \frac{(f_{o1} - f_{t1})^2}{f_{t1}} + \frac{(f_{o2} - f_{t2})^2}{f_{t2}} + \ldots + \frac{(f_{ok} - f_{tk})^2}{f_{tk}} = \sum \frac{(f_{oi} - f_{ti})^2}{f_{ti}} .$$

Pearson a démontré que la distribution de cette quantité e approximativement celle du khi-deux avec ν degrés de liberté; ave $\nu = k - 1 - r$,

r = nombre de paramètres qui caractérisent complètement l distribution théorique (dans le cas de la loi normale r = 2).

Les conditions d'utilisation du test du χ^2 sont:

a) l'échantillon prélevé au hasard à partir de la population,

b) la taille de l'échantillon suffisamment importante.

Une fois le χ_e^2 relatif à notre échantillon déterminé, on l compare au $\chi^2_{\nu,\alpha}$ donné par la table (annexe 2) pour un degré de libert connu ν et une probabilité au dépassement α (seuil de signification fixé l'avance, par exemple FD = α = 0,05).

Deux cas peuvent se poser:

a) si χ_e^2 est plus petit que $\chi^2_{\nu,\alpha}$, l'on accepte l'hypothès que le phénomène étudié suit la distribution théorique choisie et que le écarts entre les fréquences observées et les fréquences théoriques ne son pas significatifs.

b) si χ_e^2 est plus grand que $\chi^2_{\nu,\alpha}$, l'on rejette l'hypothèse H_0 considérée car les écarts sont significatifs; ce qui veut dire que le données expérimentales suivent une loi autre que celle de notr hypothèse, et l'on essaye une autre loi d'ajustement.

Application

On essaye de s.voir si une loi normale, avec une moyenne μ = 37,35 mm et un écart-typ: σ = 11,14 mm, s'ajuste à notre échantillon de pluies maximales journa' ères à Bouira à un seuil de signification de 0,05. Pour cela l'on fait su'ir le test du χ^2 à l'échantillon. Celui-ci est divisé en 8 classes. Le tabl·au ci-dessous donne les détails des calculs: la première colonne donne 'e numéro des classes i, la seconde et la troisième colonnes indiquent, respectivement, la limite inférieure x_{i-1} et la

limite supérieure x_i de chaque classe; les colonnes 4 et 5 donnent respectivement la variable réduite correspondant à la limite inférieure et à la limite supérieure de chaque intervalle:

$$z_i = (x_i - \bar{x}) / s ;$$

Les colonnes 6 et 7 indiquent les probabilités au non-dépassement FND_{i-1} et FND_i correspondant respectivement à la limite inférieure x_{i-1} et à la limite supérieure x_i, la colonne 8 donne les fréquences expérimentales ou les effectifs f_{oi} de chaque intervalle i; f_{oi} est égale au nombre de valeurs qui se trouvent dans chaque intervalle i.

La colonne 9 donne les fréquences théoriques ou les effectifs théoriques f_{ti} de chaque intervalle i, $f_{ti} = N.(FND_i - FND_{i-1})$, la colonne 10 indique le $\chi^2_i = (f_{oi} - f_{ti})^2 / f_{ti}$. Au bas de la colonne 10 nous avons $\chi^2 = \Sigma \chi^2_i$.

Test du khi-deux appliqué à la série de pluies maximales à Bouira

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
	Borne infér. x_{i-1}	Borne supér. x_i	Variable Réduite z_{i-1}	Variable réduite z_i	FND_{i-1}	FND_i	f_{oi}	f_{ti}	χ^2_i
[illegible]	- ∞	26	- ∞	- 1,02	0	0,154	6	8,15	0,57
[illegible]	26	30	- 1,02	- 0,66	0,154	0,255	7	5,3	0,55
[illegible]	30	33	- 0,66	- 0,39	0,255	0,348	8	4,9	1,96
[illegible]	33	36	- 0,39	- 0,12	0,348	0,452	5	5,7	0,09
[illegible]	36	40	- 0,12	0,24	0,452	0,595	6	7,5	0,3
[illegible]	40	42	0,24	0,42	0,595	0,663	7	3,6	3,21
[illegible]	42	46	0,42	0,78	0,663	0,782	7	6,3	0,03
[illegible]	46	+∞	0,78	+∞	0,782	1	7	11,54	1,79
								χ^2 = 8,50	

Tableau IV-3 Calcul du χ^2 expérimental

Maintenant, l'on cherche sur la table du χ^2 le $\chi^2_{\nu,\alpha}$ théorique où: ν = nombre de degrés de liberté = k - 1 - r

k = nombre de classes = 8

r = nombre de paramètres qui définissent exactement la loi théorique (loi normale dans notre cas) = 2 ; d'où $\nu = 8 - 1 - 2 = 5$

α = seuil de signification ou degré de risque, c'est à dire la probabilité que le χ^2 dépasse une valeur donnée (surface sous la courbe

... se trouve à droite de la valeur du χ^2). Notez que la table du χ^2 do[nne]
la F.N.D. = 1 - α = 0,95 = seuil de confiance.

Pour ν = 5 et 1 - α = 0,95 la table donne $\chi^2_{5,\ 0,95} = 11,1$

Comme le χ^2 calculé est plus petit que celui donné pa[r la] table, on conclut que le χ^2 calculé est situé dans la zone favorable et qu['il] y a 95% de chances que la loi normale choisie s'ajuste à no[tre] échantillon.

2 - Test de Kolmogorov-Smirnov

C'est un test d'ajustement qui permet de comparer u[ne] distribution de valeurs observées à une distribution théorique. Ce te[st] joue le même rôle que celui du Khi-Deux.

Pour accepter ou rejeter l'hypothèse H_0 que la loi chois[ie] s'ajuste bien à notre échantillon, on considère la grandeur D q[ui] caractérise la différence entre la répartition empirique et la répartiti[on] théorique. La grandeur D peut être choisie de plusieurs façons. Cet[te] grandeur D est elle-même une variable aléatoire dont la loi de répartitio[n] dans certains cas, pour N suffisamment grand, ne dépend pratiqueme[nt] pas de la fonction F(x).

Avec le test de Kolmogorov-Smirnov, on cherche la vale[ur] maximale de la valeur absolue de la différence entre la fonction d[e] répartition empirique $F_N(x)$ d'un échantillon de N valeurs et la fonctio[n] de répartition théorique F(x) correspondante soit:

$$D_N = D_{max} = \max |F_N(x) - F(x)|$$

A. Kolmogorov a montré que, quelle que soit la fonction d[e] répartition F(x) d'une variable continue x, lorsque le nombr[e] d'observations augmente, la fonction de répartition de la grandeu[r] $D_N\sqrt{N}$ tend assymptotiquement vers:

$$\Pr ob(D_N\sqrt{N} \langle y) \rightarrow K(y) = \sum_{-\infty}^{+\infty}(-1)^k \exp(-2k^2y^2)$$

Les valeurs de cette probabilité ont été tabulées (cf. annexe 3)

On rejettera l'hypothèse que la loi choisie représente notr[e] échantillon, au niveau de signification choisi, lorsque D_N est supérieur ou égal à d_n, qui est la valeur de l'écart théorique.

Application

On va appliquer le test de Kolmogorov-Smirnov à la série de pluies maximales journalières à Bouira. La procédure est exposée dans le tableau suivant (le tableau complet est donné en annexe 5) :

- La colonne 1 indique le numéro d'ordre i = 1, 2, 3,....53 ;
- La colonne 2 montre les données pluviométriques triées par ordre croissant ;
- Dans la colonne 3 on a calculé la fréquence au non-dépassement expérimentale: FND = (i - 0,5) / N, (N = 53) ;
- La colonne 4 indique la variable réduite $z_i = (P_i - P_{moy})/s$, ainsi z_{52} = (63,8 - 37,35) / 11,14 = 2,3745 ;
- La colonne 5 donne la FND théorique tirée à partir de la table de Gauss pour chaque valeur de pluie ;

(1) Ordre	(2) Pluies Triées	(3) Fréquences Expérimentales	(4) Variables Réduites	(5) Fréquences Théoriques	(6) Différences Absolues
		Fe	z	Ft	Fe - Ft
1	19,7	0,0094	-1,5841	0,0566	0,0472
2	21	0,0283	-1,4674	0,0711	0,0428
3	21,8	0,0472	-1,3956	0,0814	0,0342
4	22,1	0,0660	-1,3687	0,0856	0,0195
...	...	...	...	...	...
43	43,8	0,8019	0,5792	0,7188	0,0831
44	44	0,8208	0,5972	0,7248	0,0959
45	44,9	0,8396	0,6780	0,7511	0,0885
...	...	...	...	...	...
52	63,8	0,9717	2,3745	0,9912	0,0195
53	79,1	0,9906	3,7479	0,9999	0,0093

Tableau III-4 Test de Kolmogorov-Smirnov

- La colonne 6 indique la différence $D_N = |F_N(x) - F(x)|$.

On cherche alors dans la colonne 6 la valeur D_{Max}. On trouve ainsi D_{Max} = 0,0959 correspondant à P_i = 44 mm.

On compare ensuite D_{Max} avec l'écart critique théorique d_n. La table de Kolmogorov-Smirnov donne pour N = 53 et un seuil de

signification α = 0,05, c'est-à-dire pour un seuil de confia

FND = 1 - α = 0,95, d_n = 0,18311. Donc:

$$D_{Max} = 0{,}0959 < d_n = 0{,}18311$$

Comme $D_{Max} < d_n$, on accepte l'hypothèse qu'une loi norm ayant pour moyenne 37,35 mm et un écart type 11,14 mm p représenter les pluies maximales à Bouira.

E - INTERVALLES DE CONFIANCE

On peut, théoriquement, tirer plusieurs échantillons à pa d'une population donnée. On pourrait donc théoriquement tirer plusieu échantillons de pluies moyennes annuelles ayant chacun une longueur d 20 ans, à partir d'une population de 1 000 valeurs de pluies moyenn annuelles, si cette dernière existait.

Chaque échantillon aura sa propre moyenne et son prop écart-type, presque tous différents les uns des autres $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \ldots, \bar{x}_{20}$, et $s_1, s_2, \ldots, s_{20}$. - mais oscillant autour de la moyenne de la population μ et son écart-type σ.

En hydrologie, on ne dispose, en général et si on a de la chance, que d'un échantillon dont on calcule la moyenne et l'écart-type, e l'on ignore si les valeurs calculées : $\bar{x}$, s sont égales à celles de la population μ et σ. Il devient nécessaire, devant cette incertitude, d compléter notre information en déterminant autour de la valeur estimé (moyenne, écart-type ou quantile), un intervalle dont on a de bonne raisons de croire qu'il contient la vraie valeur du paramètre. Ceci nou amène à la notion d'intervalle de confiance.

Supposons que l'on s'intéresse à un paramètre quelconqu d'une population, par exemple la moyenne μ. On dispose d'un estimation, $\bar{x}$, déterminée à partir d'un échantillon. On se propose d déterminer de part et d'autre de $\bar{x}$ les limites x_1 et x_2 de l'intervalle qui a une forte probabilité de contenir la vraie valeur de μ.

On détermine les limites de confiance x_1 et x_2, de telle sorte que:

$$\Pr ob\{x_1 \le \mu \le x_2\} = \alpha$$

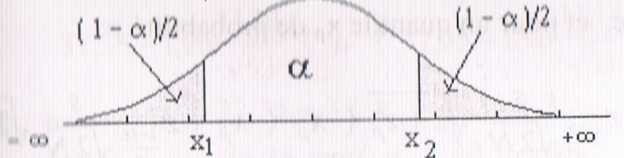


Figure III-7 Intervalles de confinace

où α est le coefficient de confiance ou coefficient de sécurité. On a aussi :

$\Pr ob\{\mu < x_1 \; ou \; \mu > x_2\} = 1 - \alpha =$ coefficient de risque = seuil de signification.

et $\Pr ob\{\mu < x_1\} = \Pr ob\{\mu > x_2\} = (1-\alpha)/2$

L'échantillon constitué des différentes moyennes $\bar{x}_1, \ldots, \bar{x}_{20}$ suit une loi de Gauss. La moyenne de cet échantillon ou moyenne des moyennes est égale à $\bar{x}$ déterminé à partir de l'échantillon tel que nous possédons. L'écart-type de cet échantillon est égal à $\frac{s}{\sqrt{N}}$ (s = écart-type de notre échantillon). $\frac{s}{\sqrt{N}}$ est l'écart-type moyen entre la vraie moyenne et les différentes moyennes $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \ldots, \bar{x}_{20}$. On l'appelle l'erreur-type sur la moyenne.

De la même manière, l'échantillon constitué des différentes variances s^2_1, s^2_2, ... suit une loi de Gauss qui a pour moyenne s^2 (calculée d'après notre échantillon) et pour écart-type $\frac{s}{\sqrt{2N}}$ qui est appelé l'erreur-type sur la variance.

Pour un grand échantillon (N > 30 pour la moyenne et N = 50 pour l'écart-type) et pour un seuil de confiance α, les limites de l'intervalle de confiance sont:

a. pour la moyenne :

$$\bar{x} - z_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{N}} < \mu < \bar{x} + z_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{N}}$$

b. pour l'écart-type :

$$s - z_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{2N}} < \sigma < s + z_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{2N}}$$

c. et pour un quantile x_p de probabilité p:

$$x_p - z_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{2N}} \sqrt{2+z_p^2} \langle x_p \langle x_p + z_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{2N}} \sqrt{2+z_p^2}$$

On rappelle que μ et σ sont respectivement la moyenne et l'écart-type de la population et que x_p est la valeur de la variable étudiée (pluie, température, débit ...) ayant une probabilité p de se réaliser.

Application

On calcule l'intervalle de confiance à 95 % de la moyenne, de l'écart-type et de la pluie journalière maximale cinquantenale à Bouira.

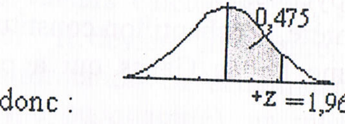


Figure IV-8 Détermination de la variable réduite

Dans notre cas, α = 0,95, soit (1 - α) / 2 = 0,025. Il y a lieu de connaître $z_{(1-\alpha)/2}$ = ? La table de Gauss, qui donne la surface sous la courbe entre 0 et z, est utilisée. Nous avons la surface (1 - α) / 2 = 0,025 qui va de z à + l'infini. Pour avoir la surface de 0 à z, qui vaut donc α / 2, on doit retrancher 0,025 de 0,5, c'est-à-dire 0,5 - 0,025 = 0,475. Pour 0,475 la table de Gauss donne $z_{(1-\alpha)/2}$ = 1,96.

On connaît P_{moy} = 37,35 mm et s = 11,14 mm, on applique les formules pour trouver les intervalles de confiance de μ et σ

$$37,35 - 1,96\frac{11,14}{\sqrt{53}} \langle \mu \langle 37,35 + 1,96\frac{11,14}{\sqrt{53}}$$

$$37,35 - 3 \langle \mu \langle 37,35 + 3$$

$$34,35\ mm \langle \mu \langle 40,35\ mm$$

$$11,14 - 1,96\frac{11,14}{\sqrt{2\times53}} \langle \sigma \langle 11,14 + 1,96\frac{11,14}{\sqrt{2\times53}}$$

$$11,14 - 2,12 \langle \sigma \langle 11,14 + 2,12$$

$$9,02\ mm \langle \sigma \langle 13,26\ mm$$

Pour calculer l'intervalle de confiance de la pluie maximale journalière à Bouira, il faut tout d'abord calculer la P_{50}. Pour cela, on utilise l'équation de la droite de Henry: $P_{50} = \overline{P} + z_{50}.s$. La période de retour étant T = 50 ans, d'où FD = 1 / T = 1 / 50 = 0,02, on a FND = 1 - 0,02 = 0,98.

La table de Gauss donne alors $z = z_{50} = 2,05$ et on trouve:

P_{50} = 37,35 + 2,05 x 11,14 = 60,19 mm

Pour calculer l'intervalle de confiance (IC), on utilise la formule:

$$x_p - z_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{2N}} \sqrt{2+z_p^2} \langle x_p \langle x_p + z_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{2N}} \sqrt{2+z_p^2}$$

$$60,9 - 1,96\frac{11,4}{\sqrt{2\times53}}\sqrt{2+2,05^2} \langle x_p \langle 60,9 + 1,96\frac{11,4}{\sqrt{2\times53}}\sqrt{2+2,05^2}$$

$$60,19 - 2,12\times2,49 \langle x_p \langle 60,19 + 2,12\times2,49$$

$$54,91\ mm \langle x_p \langle 65,47\ mm$$

0 - COURBES ENVELOPPES

On peut, pour des pluies de fréquences différentes et judicieusement choisies, par exemple: P_2, P_5, P_{10}, P_{20} et P_{50}, calculer les intervalles de confiance à 60, 80 et 90 %. On obtiendrait des courbes qui « envelopperaient » la droite de Henry, d'où le nom de courbes enveloppes qui donnent une idée de la dispersion de nos prévisions, et donc de la confiance qu'on pourrait leur accorder.

Calcul des courbes enveloppes des pluies maximales à Bou
(la table complète est donnée en annexe 6) :

Val. dép.	Val. class	Ordr n	Fréq Exp	z	Val exp	Val théo	IC= 60% BI	BS	IC= 80% BI	BS	IC= 90% BI	BS
44	19,7	1	0,01	-2,35	19,7	11,2	8,5	13,5	6,9	14,6	5,5	15,5
29,7	21	2	0,03	-1,91	21,0	16,1	13,8	18,1	12,4	19,1	11,2	19,9
30,2	21,8	3	0,05	-1,67	21,8	18,7	16,6	20,6	15,3	21,5	14,2	22,2
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
44,9	35	23	0,42	-0,19	35,0	35,2	33,9	36,5	33,2	37,2	32,6	37,8
21	35	24	0,44	-0,14	35,0	35,8	34,5	37,1	33,7	37,7	33,1	38,3
47,3	35,1	25	0,46	-0,09	35,1	36,3	35,0	37,6	34,3	38,3	33,7	38,9
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
33,3	63,8	52	0,97	1,91	63,8	58,6	56,6	60,9	55,6	62,3	54,8	63,3
41	79,1	53	0,99	2,35	79,1	63,5	61,2	66,2	60,1	67,8	59,2	69,2

Tableau IV-5 Calcul des intervales de confiance

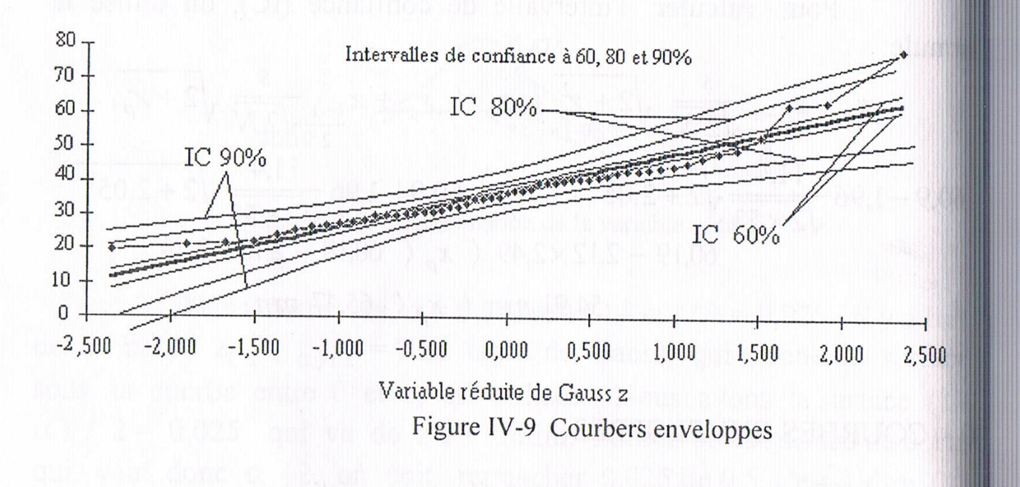


Figure IV-9 Courbers enveloppes

G - BIBLIOGRAPHIE

Spiegel, M.R. (1961) : *Statistics,* Shaum Publishing Company, New York.

Tate Dalrymple (1962) : *Flood Frequency Analysis, Manual of Hydrology : Part 3, Flood - Flow Techniques,* United States Government Printing Office, Washington, D.C.

Roche M. (1963) : *Hydrologie de Surface,* Gauthier-Villars ed Paris.

Selby, S.H., Girling,B. (1965) : *Standard Mathematical Tables,* The Chemical Rubber Company, Ohio, U.S.A..

Parl, B. (1967) : *Basic Statistics,* Doubleday, New York.

Riggs, H.C., (1968) : *Some Statistical Tools in Hydrology,* United States Government Printing Office, Washington, D.C.

Riggs, H.C., (1968) : *Frequency curves,* United States Government Printing Office, Washington, D.C

Pacé, P. et Cluzel R. (1969) : *Statistiques et Probabilités,* Librairie Delagrave, Paris.

Viallet, F., (1970) : *Statistiques et Recherche Appliquée,* Chotard et Associés éd., Paris.

Arléry R., Grisollet H. et Guilmet B. (1973) : *Climatologie, Méthodes et Pratiques,* Gauthier-Villard Editeur, Paris.

Dubreuil, P. (1974) : *Initiation à l'Analyse Hydrologique,* Masson et Cie éd. Paris.

Laborde, J.P. (1982) : *Eléments d'Hydrologie de Surface,* Institut National Polytechnique de Lorraine, France.

Linslay, R.K., Kohler, M.A., Paulhus, J.L.H. (1982) : *Hydrology for Engineers,* Mc Graw Hill Company, New York.

Sachs, L. (1984) : *Applied Statistics, a Handbook of Techniques,* Spring-Verlag Inc., New York.

Wilson, E.M. (1985) : *Engineering Hydrology,* Mac Millan Publishers Ltd, London.

Mc Mahon T.A., Mein, R.G., (1986) : *River and Reservoir Yield,* Water Resources Publications, Littleton, Colorado{ XE "Colorado" } 80161, U.S.A.

Réméniéras, G. (1986) : *L'Hydrologie de l'Ingénieur,* éd. Eyrolles, Paris.

Baillargeon, G. (1990) : *Méthodes Statistiques de l'Ingénieur,* Les Editions S.M.G., Trois Rivières, Québec, Canada.

V

AUTRES LOIS D'AJUSTEMENT

A - LA LOI LOG - NORMALE

1 - Définition

La fonction de répartition de la loi log - normale s'écrit:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{z} e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

où $z = a\text{Log}(x - x_0) + b$. L'intervalle de définition de x est $]x_0, +?]$; s'il existe une transformation telle que

$$z = a \text{ Log } (x - x_0) + b$$

où z suit une loi normale, alors la distribution de x est dite log - normale. a, b, x_0 sont des paramètres; x_0 est le paramètre de position.

Dans ce cours on se limitera au cas où $a = 1$, $x_0 = 0$, et $b = 0$; ce qui revient à ajuster une loi normale aux logarithmes de la variable étudiée.

2 - Ajustement d'une loi log-normale

On ajuste maintenant la loi log-normale à l'échantillon des pluies maximales à Bouira étudié au chapitre précédent. Le tableau V-1 ci-dessous indique les étapes de calcul. Le tableau complet se trouve en annexe 7.

1.- Dans le tableau, on classe les valeurs des pluies par ordre décroissant, ensuite on calcule leur fréquence expérimentale (FND = (i - 0,5)/ N), ainsi que les logarithmes népériens correspondants.

2.- Les caractéristiques de l'échantillon des logarithmes népériens sont:

$$Moyenne = \overline{\ln P} = \sum_{1}^{N} \frac{\ln P_i}{N} = 3{,}58$$

$$s_{\ln P} = \sqrt{\frac{\sum (\ln P_i)^2 - N\overline{\ln P}^2}{N-1}} = 0{,}28$$

3.- Le report des points expérimentaux est réalisé sur du papier de probabilité logarithmique (figure V - 1). En page 68, on trouvera (figure V - 2) les deux types de papier graphique utilisés pour l'ajustement à une loi log-normale.

(1) Pluies classées	(2) ni	(3) FND.	(4) Log (Pi)
19,7	1	0,01	2,98
21	2	0,03	3,04
...	...	...	...
79,1	53	0,99	4,37

Tableau V – 1 Ajustement d'une loi log-normale aux pluies journalières maximales à Bouira

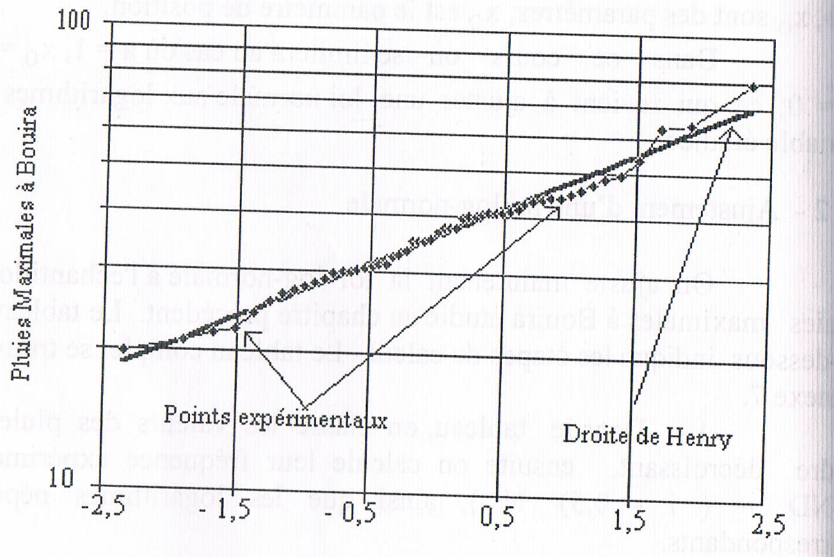


Figure V – 1 Ajustement d'une loi log-normale

4.- On trace la droite de Henry : $\ln P_i = \overline{\ln P} + z_i . s_{\ln P}$ en reportant 3 points:

FND = 0,5 , z = 0, $\ln P_{0,5} = \overline{\ln P} = 3{,}58$ d'où $P_{0,5} = e^{3,58} = 35{,}87$ mm

FND = 0,90, z = 1,28, $\ln P_{0,1} = 3{,}58 + 1{,}28 \,.\, 0{,}28 = 3{,}94$ d'où : $P_{0,1} = e^{3,94} = 51{,}42$ mm

FND = 0,98, z = 2,05, $\ln P_{0,02} = 3{,}58 + 2{,}05 \,.\, 0{,}28 = 4{,}15$ d'où : $P_{0,02} = e^{4,15} = 63{,}69$ mm. Par examen visuel (qui est subjectif) de la figure V - 2, on constate que la droite théorique de Henry s'adapte assez bien aux points expérimentaux. On consolide l'examen visuel par les test d'adéquation du khi-deux et de Kolmogorov-Smirnov qui, eux, sont plus objectifs.

3 - Test du Khi - Deux

Le tableau V – 2 indique les détails des calculs.

1. La première colonne donne les numéros des classes;

2. La seconde et la troisième colonnes indiquent respectivement la borne inférieure et la borne supérieure de chaque classe;

3. La quatrième et la cinquième colonnes montrent respectivement les logarithmes des bornes inférieures et supérieures;

4. La sixième et la septième colonnes donnent les variables réduites correspondantes aux logarithmes des bornes inférieures et supérieures;

5. La huitième et la neuvième colonnes indiquent les FND correspondantes aux logarithmes des bornes inférieures et supérieures tirées à partir de la table de la loi normale (annexe 1);

6. La dixième colonne donne les fréquences observées dans chaque intervalle ;

7. La onzième colonne donne les fréquences théoriques dans chaque intervalle, $f_{ti} = N\,(FND_i - FND_{i-1})$;

8. La douzième colonne indique les $\chi_i^2 = \frac{(f_{oi} - f_{ti})^2}{f_{ti}}$.

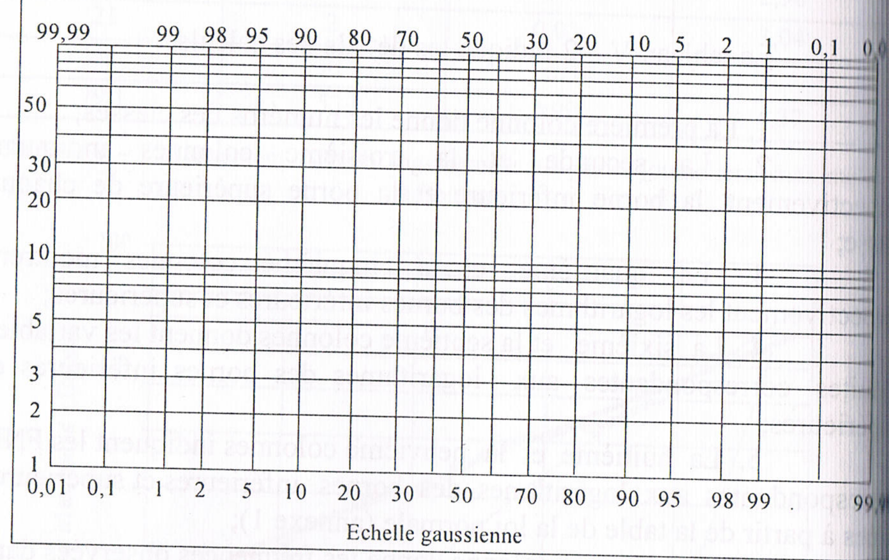
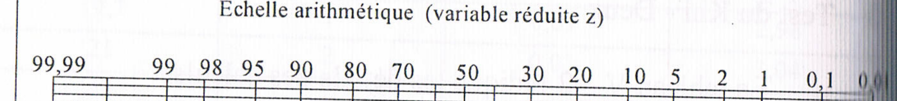
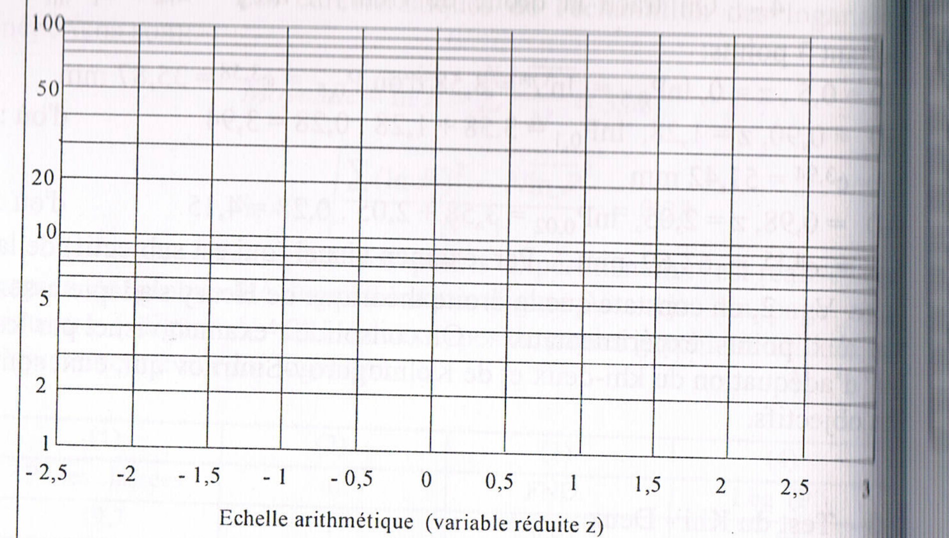




Figure V - 2 Les deux types de papier graphique de la loi log-normale

Ajustement des Pmax à Bouira à une LLN: Test du Khi - Deux

[illegible]	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
[illegible]	x_{i-1}	x_i	$\ln x_{i-1}$	$\ln x_i$	z_{i-1}	z_i	FND_{i-1}	FND_i	f_{oi}	f_{ti}	χ^2_i
[illegible]	[illegible]	26	0	3,23	-12,79	-1,25	0,00	0,11	6	5,60	0,03
[illegible]	26	30	3,23	3,4	-1,25	-0,64	0,11	0,26	7	8,19	0,17
[illegible]	30	33	3,4	3,5	-0,64	-0,29	0,26	0,39	8	6,75	0,23
[illegible]	33	36	3,5	3,58	-0,29	0,00	0,39	0,50	5	5,96	0,15
[illegible]	36	40	3,58	3,69	0,00	0,39	0,50	0,65	6	8,10	0,54
[illegible]	40	42	3,69	3,74	0,39	0,57	0,65	0,72	7	3,36	3,95
[illegible]	42	46	3,74	3,83	0,57	0,89	0,72	0,81	7	5,19	0,63
[illegible]	46	+∞	3,83	+∞	0,89	+∞	0,81	1,00	7	9,86	0,83
											Somme = 6,54

Tableau V - 2 Application du test du χ^2 à un loi log-normale

On cherche sur la table du χ^2 le $\chi^2_{\nu,\alpha}$ théorique où:

ν = nombre de degrés de liberté = k - 1 - r

k = nombre de classes = 8

r = nombre de paramètres qui définissent exactement la loi théorique (loi log-normale dans notre cas) = 2

d'où $\nu = 8 - 1 - 2 = 5$

α = niveau de signification ou degré de risque, c'est-à-dire la probabilité que le χ^2 dépasse une valeur donnée, ce qui équivaut à la surface sous la courbe qui se trouve à droite de la valeur du χ^2. Notez que la table du χ^2 donne la F.N.D. = $1 - \alpha = 0,95$ = niveau de confiance.

Pour $\nu = 5$ et $1 - \alpha = 0,95$, la table donne $\chi^2_{5,;0,95} = 11,1$

Comme le χ^2 calculé est plus petit que celui donné par la table, on conclut que le χ^2 calculé est situé dans la zone favorable et qu'il y a 95% de chance que la loi log-normale choisie s'ajuste à notre échantillon.

4 - Test de Kolmogorov - Smirnov

On va appliquer le test de Kolmogorov-Smirnov à la série de pluies maximales journalières à Bouira. La procédure est exposée dans le tableau IV - 3 (le tableau complet est donné en annexe 8) :

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Valeurs données	Valeurs Triées xi	Rang i	FND exp.(fe)	Log xi	Zi	FND théorique(ft)
44	19,7	1	0,0094	2,98	-2,1264	0,0167
29,7	21	2	0,0283	3,04	-1,8998	0,0287
...	...	...	...	...	...	...
28,7	37,7	30	0,5566	3,63	0,1746	0,5693
31	39,6	31	0,5755	3,68	0,3489	0,6364
30,6	39,7	32	0,5943	3,68	0,3579	0,6398
...	....	...	...	...	...	...
33,3	63,8	52	0,9717	4,16	2,0398	0,9793
41	79,1	53	0,9906	4,37	2,8018	0,9975

Tableau V – 3 Application du test de Kolmogorov-Smirnov

1. la colonne 1 indique les pluies mesurées ;
2. la colonne 2 montre les données pluviométriques [...] par ordre croissant ;
3. la colonne 3 indique le numéro d'ordre i = 1, 2, 3,....5[...]
4. dans la colonne 4 on a calculé la fréquence au [...] dépassement expérimentale: FND = (i - 0,5) / N, (N = 53) ;
5. la colonne 5 donne le logarithme des pluies triées ;
6. la colonne 6 indique la variable réduite $z_i = \frac{\ln P_i - \ln[...]}{s_{\ln P}}$

ainsi z_{52} = (4,16 - 3,58) / 0,28 = 2,0714 (la différence entre cette v[...] et celle du tableau provient du fait que le tableau a été calculé [...] ordinateur, donc plus précis) ;

7. La colonne 7 donne la FND théorique tirée à partir d[...] table de Gauss pour chaque valeur de zi calculée à la colonne 6 ;
8. La colonne 8 indique la différence $D_N = | F_N(x) - F(x)|$

Maintenant, l'on cherche dans la colonne 8 la valeur $D_{[...]}$ on trouve D_{Max} = 0,0610 correspondant à P_{31} = 39,6 mm. On comp[...] ensuite, D_{Max} avec l'écart critique théorique d_n. La table [...] Kolmogorov-Smirnov donne pour N = 53 et un niveau [...] signification α = 0,05, c'est-à-dire pour un niveau de confia[...] FND =1-α = 0,95, d_n = 0,18311. Comme D_{Max} est inférieur à d_n, on acc[...] l'hypothèse H_0 qu'une loi log - normale, ayant pour moyenne des lo[...]

[...] 3,58 et un écart type des log de 0,28, peut représenter les pluies [...]maximales à Bouira.

[...] Intervalles de confiance

Intervalle de confiance à 95 % de $\overline{P_{max}}$ = 37,35 mm:

$$\ln \overline{P_{max}} = 3{,}62,\ z_{\ln \overline{P\max}} = \frac{3{,}62 - 3{,}58}{0{,}28} = 0{,}1440,\ \alpha = 0{,}95,\ \frac{(1-\alpha)}{2} = 0{,}025$$

$z_{\frac{(1-\alpha)}{2}} = 1{,}96$; d' où l'intervalle de confiance (IC):

$$\ln \overline{P_{max}} - z_{\frac{(1-\alpha)}{2}} \times \frac{s_{\ln P}}{\sqrt{2N}} \times \sqrt{2 + (z_{\ln \overline{P\max}})^2} < \ln \overline{P_{max}}$$

$$< \ln \overline{P_{max}} + z_{\frac{(1-\alpha)}{2}} \times \frac{s_{\ln P}}{\sqrt{2N}} \times \sqrt{2 + (z_{\ln \overline{P\max}})^2}$$

[...] $3{,}62 - 1{,}96 \times \frac{0{,}28}{\sqrt{2\times 53}} \times \sqrt{2 + (0{,}1440)^2} < \ln \overline{P_{max}}$

$< 3{,}62 + 1{,}96 \times \frac{0{,}28}{\sqrt{2\times 53}} \times \sqrt{2 + (0{,}1440)^2}$

$e^{3{,}545} < \overline{P_{max}} < e^{3{,}695}$

$34{,}63\ mm < \overline{P_{max}} < 40{,}25\ mm$

[...] Courbes enveloppes

On calcule maintenant les courbes enveloppes des intervalles [...]onfiance à 60, 75 et 90%

[...]justement d'une LLN aux pluies maximales journalières à Bouira
Intervalles de Confiance à 60, 75 et 90%

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
[illegible]	i	FND exp	lnPi	Zi	FND théor	IC = 60% B.I	B.S	IC = 75% B.I	B.S	IC = 90% B.I	B.S
[illegible]	1	0,009	2,98	-2,13	0,017	18,6	20,9	18,2	21,4	17,6	22,1
[illegible]	2	0,028	3,04	-1,90	0,029	19,9	22,2	19,5	22,6	18,9	23,4
[illegible]	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
[illegible]	52	0,972	4,16	2,04	0,979	60,3	67,6	59	69	57,1	71,3
[illegible]	53	0,991	4,37	2,80	0,998	73,6	85	71,7	87,3	68,7	91,1

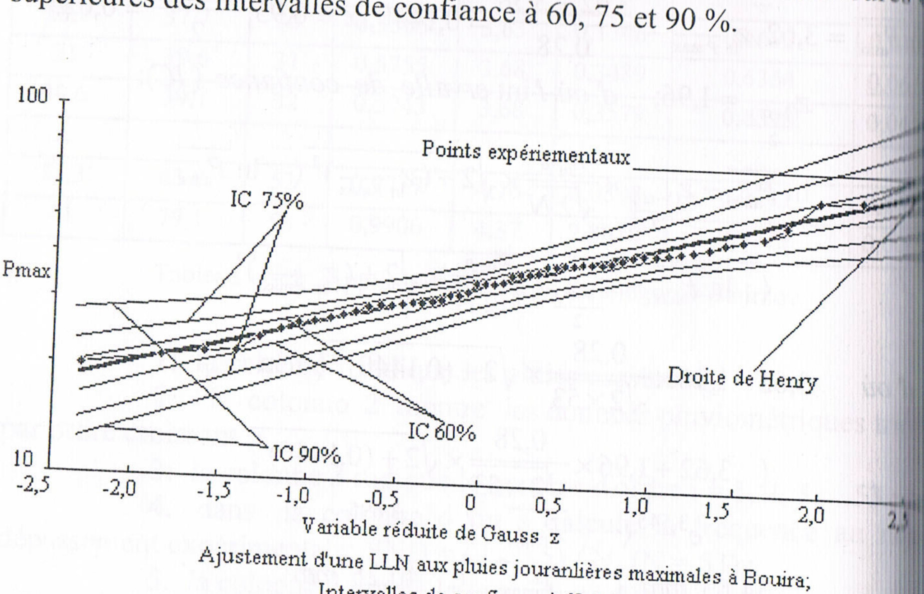
Tableau V-1 Calcul des courbes enveloppes

Pour 60 % on a: $\alpha = 0{,}60$; $(1-\alpha)/2 = 0{,}20$ et $z_{(1-\alpha)/2} = 0{,}84$

Pour 75 % on a: $\alpha = 0{,}75$; $(1-\alpha)/2 = 0{,}15$ et $z_{(1-\alpha)/2} = 1{,}15$

Pour 90 % on a: $\alpha = 0{,}90$; $(1-\alpha)/2 = 0{,}05$ et $z_{(1-\alpha)/2} = 1{,}64$

Le tableau complet est donné en annexe 9. Les colonnes 7 et 8, 9 et 10,11 et 12 donnent respectivement les bornes inférieures et supérieures des intervalles de confiance à 60, 75 et 90 %.



Ajustement d'une LLN aux pluies journalières maximales à Bouira; Intervalles de confiance à 60, 75 et 90 %

Figure V-3 Courbes enveloppes à 60, 75 et 90 %

A - LA LOI DE GUMBEL

1 - Définition

Pour l'étude des pluies extrêmes (ou n'importe quel autre événement d'une rare fréquence), on constitue un échantillon de N valeurs, chacune d'elles représentant la précipitation journalière la plus forte d'une des N années.

On parvient généralement à ajuster à cet échantillon la loi de Gumbel ou la loi de Galton (Log-Normale).

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (1)$$

où F(x) = fréquence au NON-DEPASSEMENT = FND = F et α, x_0 = coefficients d'ajustement.

Par un changement de variable $y = \alpha(x - x_0)$, la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = F(y) = e^{-e^{-y}} \quad (2)$$

où y est la variable réduite de Gumbel, liée à la probabilité attachée à la valeur x,

et F(y) = fréquence au non dépassement de la variable réduite y.

L'équation $y = \alpha(x - x_0)$ présentée sous la forme :

$$x = 1/\alpha \; y + x_0 \quad (3)$$

est l'équation d'une droite qui représente la loi de Gumbel sur du papier diagramme à l'échelle de probabilité Gumbel (page 72).

Le papier de probabilité Gumbel porte en graduation d'abscisse deux (2) échelles:

- une échelle de fréquences au non-dépassement FND;
- une échelle arithmétique de la variable réduite y. A chaque valeur de y de la seconde échelle correspond, sur la première échelle, la valeur de la fréquence au non-dépassement calculée par l'expression : $F(x) = e^{-e^{-y}}$

L'ordonnée, sur le papier de probabilité Gumbel, représente, sur une échelle arithmétique, la variable étudiée x. La représentation graphique de l'échantillon des valeurs extrêmes sur papier Gumbel est obtenue en portant en ordonnées les valeurs de x et en abscisses les fréquences expérimentales au non-dépassement : $F(x) = (i - 0{,}5) / N$

Les valeurs de $1/\alpha$ et x_0 sont déterminées en utilisant:

- soit la méthode des moindres carrés qui minimise la somme des carrés des écarts entre les valeurs observées et les valeurs estimées par le modèle considéré;
- soit la résolution d'un système d'équations formé avec les moments des deux premiers ordres.

Ces méthodes ne sont pas détaillées ici. Une approximation des valeurs de $1/\alpha$ et x_0 est donnée par:

$1/\alpha = 0{,}780s$ et $x_0 = \bar{x} - 0{,}577/\alpha$ où : $\bar{x}$ = moyenne de la série des x et s = écart-type de la série des x.

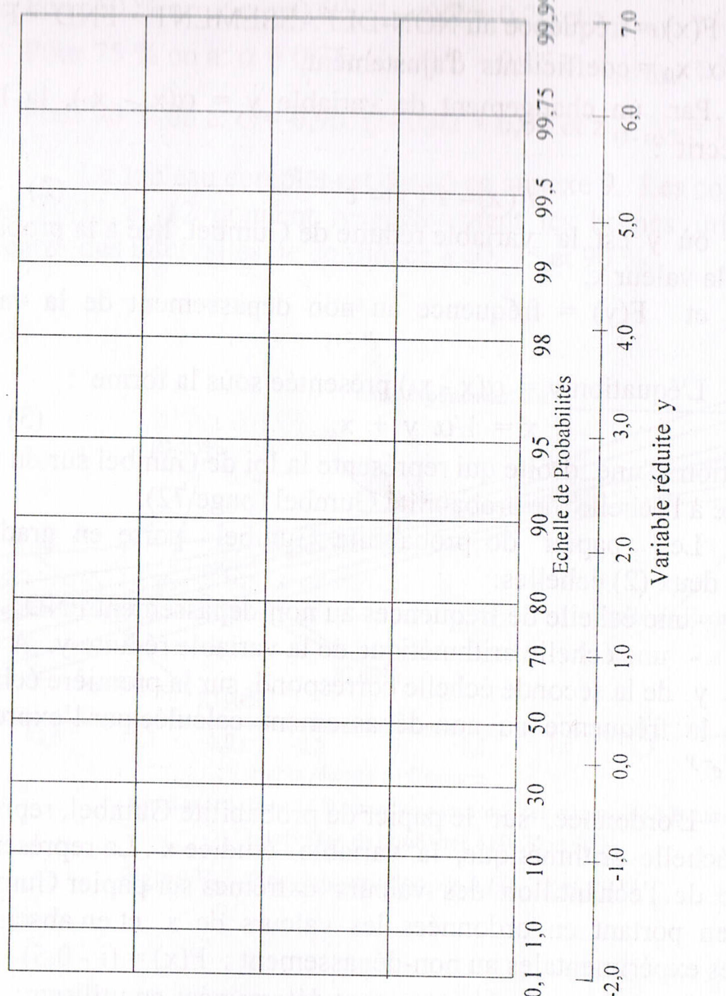


Figure V-4 Papier de probabilité Gumbel

Une fois les paramètres de la droite de Gumbel déterminés, on trace la droite en calculant trois valeurs de x à partir de la valeur de y en utilisant l'équation (3) ci-dessus.

L'estimation de la valeur que prendrait la variable étudiée pour une probabilité donnée peut se faire soit par la lecture directe du graphe, soit en la calculant grâce à la formule:

$$x = (1/\alpha)\, y + x_0 \quad \text{avec } y = -[\ln(-\ln(F(x)))]$$

Ci-dessous, on trouve les valeurs de y pour quelques périodes de retour :

Période de Retour années	Fréquences Au Dépassement FD ou F1	Fréquence au Non-Dépassement FND ou F	Variable Réduite de Gumbel y
10	0,1	0,9	2,25
20	0,05	0,95	2,97
50	0,02	0,98	3,9
100	0,01	0,99	4,55
1000	0,001	0,999	6,9

Tableau V-2 Quelques valeurs, les plus usitées, de la variable réduite de Gumbel

2 - Ajustement d'une loi de Gumbel à un échantillon

On applique maintenant la loi de Gumbel à l'exemple du chapitre IV. Comme dans la loi de Gumbel on utilise la fréquence au non dépassement (FND), on classe nos valeurs des pluies par ordre croissant.

(1)	(2)	(3)
Valeurs classées P_i	Rangs (i)	FND exp.
19,7	1	0,0094
21	2	0,0283
21,8	3	0,0472
...	...	...
63	51	0,9528
63,8	52	0,9717
79,1	53	0,9906

Tableau V-3 Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies journalières maximales à Bouira

Le tableau complet est porté en annexe 10.

On reporte les couples (P_i, FND) sur le papier de probabilité Gumbel. On a déjà calculé $\overline{P} = 37{,}35$ mm et s = 11,14 mm d'où:

$1/\alpha = 0{,}780.s = 8{,}69$ et $x_o = \overline{P} - (0{,}577/\alpha) = 32{,}34$ mm.

On trace maintenant la droite d'ajustement: $P = 1/\alpha . y + x_o$ où:

$$y = -(\ln(-\ln(F(x)))).$$

En remplaçant $1/\alpha$ et x_o par les valeurs trouvées, l'équation de la droite devient: $P = x = 8{,}69y + 32{,}34$.

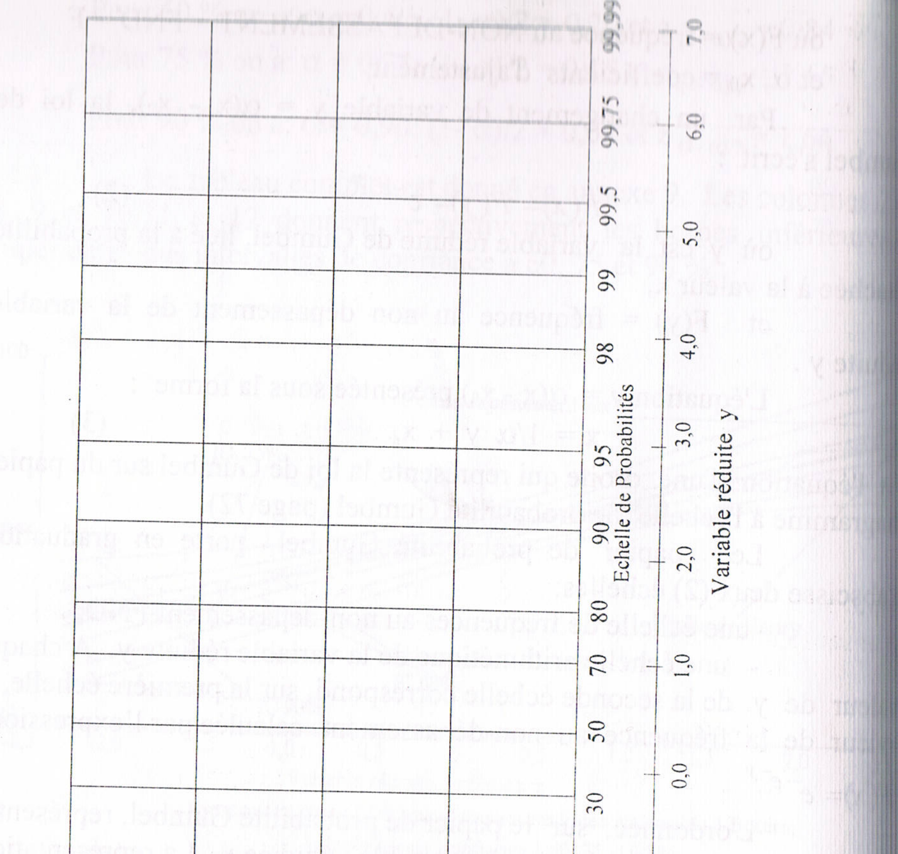


Figure V-4 Papier de probabilité Gumbel

Une fois les paramètres de la droite de Gumbel déterminés, on trace la droite en calculant trois valeurs de x à partir de la valeur de y en utilisant l'équation (3) ci-dessus.

L'estimation de la valeur que prendrait la variable étudiée pour une probabilité donnée peut se faire soit par la lecture directe du graphe, soit en la calculant grâce à la formule:

$$x = (1/\alpha)\, y + x_0 \quad \text{avec } y = -[\ln(-\ln(F(x)))]$$

Ci-dessous, on trouve les valeurs de y pour quelques périodes de retour :

Période de Retour années	Fréquences Au Dépassement FD ou F1	Fréquence au Non-Dépassement FND ou F	Variable Réduite de Gumbel y
10	0,1	0,9	2,25
20	0,05	0,95	2,97
50	0,02	0,98	3,9
100	0,01	0,99	4,55
1000	0,001	0,999	6,9

Tableau V-2 Quelques valeurs, les plus usitées, de la variable réduite de Gumbel

- Ajustement d'une loi de Gumbel à un échantillon

On applique maintenant la loi de Gumbel à l'exemple du chapitre IV. Comme dans la loi de Gumbel on utilise la fréquence au non dépassement (FND), on classe nos valeurs des pluies par ordre croissant.

(1)	(2)	(3)
Valeurs classées P_i	Rangs (i)	FND exp.
19,7	1	0,0094
21	2	0,0283
21,8	3	0,0472
...	...	...
63	51	0,9528
63,8	52	0,9717
79,1	53	0,9906

Tableau V-3 Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies journalières maximales à Bouira

Le tableau complet est porté en annexe 10.

On reporte les couples (P_i, FND) sur le papier de probabilité Gumbel. On a déjà calculé $\overline{P} = 37{,}35$ mm et $s = 11{,}14$ mm d'où:

$1/\alpha = 0{,}780.s = 8{,}69$ et $x_o = \overline{P} - (0{,}577/\alpha) = 32{,}34$ mm.

On trace maintenant la droite d'ajustement: $P = 1/\alpha.y + x_o$ où:

$$y = -(\ln(-\ln(F(x)))).$$

En remplaçant $1/\alpha$ et x_o par les valeurs trouvées, l'équation de la droite devient: $P = x = 8{,}69y + 32{,}34$.

Par exemple, pour $y = 0$, $y = -1$ et $y = 1$ on trouve respectivement: $P_0 = 32{,}34$ mm, $P_{-1} = 23{,}65$ mm et $P_1 = 41{,}03$ mm

Calcul d'une pluie de période de retour donnée:

Pluie décennale: T = 10 ans $\rightarrow F_1 = FD = 1/10 = 0{,}1 \rightarrow F = FND = 0{,}9$

a - par la droite d'ajustement: on lit pour F = 0,9, P=52mm.

b - par l'équation d'ajustement: $x_{0,9} = 8{,}69\, y + 32{,}34$

$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] = -[\ln(-\ln(0{,}9))] = 2{,}25$

et $x_{0,9} = P_{0,9} = 8{,}69 \times 2{,}25 + 32{,}34 = 51{,}89$ mm

Pluie centennale: T = 100 $\rightarrow F_1 = FD = 1/100 = 0{,}01 \rightarrow F = FND = 0{,}99$

a- par le graphique on lit pour F = 0,99, P = 74 mm

b- par l'équation d'ajustement $x_{0,99} = 8{,}69\, y + 32{,}34$

$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] = -[\ln(-\ln(0{,}99))] = 4{,}60$

et $x_{0,99} = P_{0,99} = 8{,}69.4{,}60 + 32{,}34 = 72{,}31$ mm.

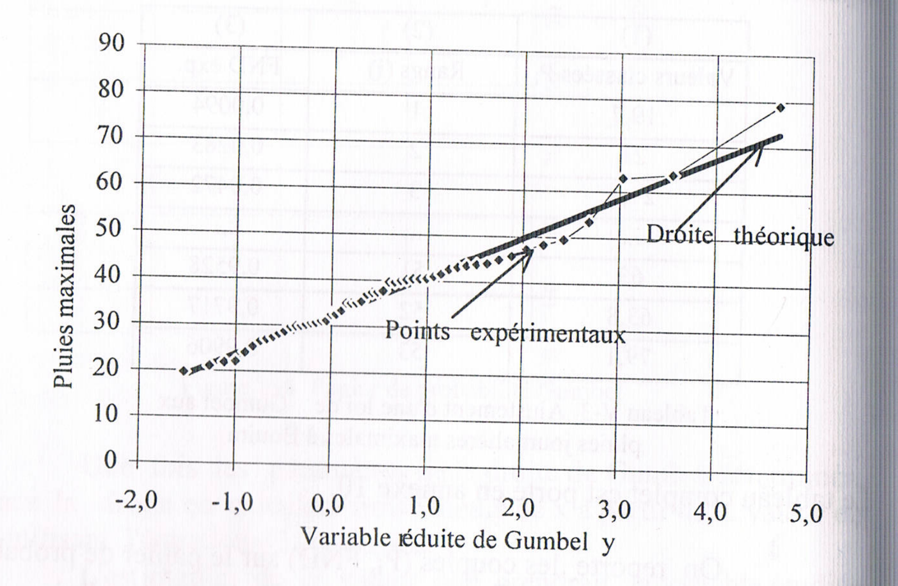


Figure V-5 Ajustement d'une loi de Gumbel

En principe les résultats obtenus par la droite d'ajustement et par l'équation d'ajustement devraient être identiques, la différence provient de la précision du graphique qui, parfois, n'est pas très grande.

3 - Test du khi-deux

On va vérifier l'ajustement de la loi de Gumbel aux pluies journalières maximales à Bouira grâce au test du χ^2.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
i	xi-1	xi	yi-1	yi	FNDi-1	FNDi	foi	fti	χ^2_i
1	- ∞	26	- ∞	-0,73	0	0,126	6	6,66	0,07
2	26	30	-0,73	-0,27	0,126	0,270	7	7,65	0,06
3	30	33	-0,27	0,08	0,270	0,396	8	6,66	0,27
4	33	36	0,08	0,42	0,396	0,519	5	6,52	0,35
5	36	40	0,42	0,88	0,519	0,661	6	7,53	0,31
6	40	42	0,88	1,11	0,661	0,720	7	3,11	4,85
7	42	46	1,11	1,57	0,720	0,812	7	4,92	0,88
8	46	+ ∞	1,57	+ ∞	0,812	1	7	9,94	0,87
								Somme =	$\chi^2 = 7{,}65$

Tableau V-7 Application du test du χ^2 à une loi de Gumbel

Le tableau V - 7, ci dessus, indique les détails des calculs.

1. La première colonne donne les numéros des classes ;
2. La seconde et la troisième colonnes indiquent respectivement la borne inférieure et la borne supérieure de chaque classe ;
3. La quatrième et la cinquième colonnes montrent respectivement les variables réduites correspondant respectivement aux bornes inférieures et supérieures ;
4. La sixième et la septième colonnes indiquent les FND correspondantes aux variables réduites ;
5. La huitième colonne donne la fréquence observée dans chaque intervalle ;
6. La neuvième colonne donne la fréquence théorique dans chaque intervalle, $f_{ti} = N\,(FND_i - FND_{i-1})$;
8. La dixième colonne indique les $\chi^2_i = \dfrac{(f_{oi} - f_{ti})^2}{f_{ti}}$; On trouve $\Sigma\chi^2_i = Z = 7{,}65$.

Par exemple pour $x_3 = 33 \rightarrow y_3 = (33 - 32{,}34) \times (1/8{,}69) = 0{,}08 \rightarrow F(x_3) = 0{,}396$;
$f_{t3} = N(FND_3 - FND_2) = 53(0{,}396 - 0{,}270) = 6{,}66$
et $Z_3 = (8 - 6{,}66)^2 / 6{,}66 = 0{,}27$.

On cherche maintenant sur la table du χ^2 le $\chi^2_{\nu,\alpha}$ théorique où:

ν = nombre de degrés de liberté = k - 1 - r
k = nombre de classes = 8
r = nombre de paramètres qui définissent exactement la loi théorique (loi normale dans notre cas) = 2
d'où $\nu = 8 - 1 - 2 = 5$

α = niveau de signification ou niveau de risque c'est à dire la probabilité que le χ^2 dépasse une valeur donnée, ce qui équivaut à la surface sous la courbe qui se trouve à droite de la valeur du χ^2. Notez que la table du χ^2 donne le niveau de confiance F.N.D. = $1 - \alpha = 0{,}95$.

Pour $\nu = 5$ et $1 - \alpha = 0{,}95$, la table donne $\chi^2_{5;\,0,95} = 11{,}1$. Comme $\chi^2 = Z = 7{,}65 < \chi^2_{5;\,0,95} = 11{,}1$, on conclut que le χ^2 calculé est situé dans la zone favorable et qu'il y a 95% de chance que la loi de Gumbel représente notre échantillon.

4 - Test de Kolmogorov-Smirnov

Le tableau V - 8 ci-dessous donne les détails des calculs relatifs au test de Kolmogorov-Smirnov (le tableau complet se trouve en annexe 11).

Les colonnes 1 et 2 indiquent respectivement le numéro d'ordre i = 1, 2, 3,....53, les données pluviométriques triées par ordre croissant. Dans la colonne 3, l'on a calculé la fréquence au non-dépassement expérimentale: FND = (i - 0,5) / N, (N = 53), ainsi FND_{31} = 0,5755..

La colonne 4 indique la variable réduite $y_i = (x_i - x_0) \cdot \alpha$, ainsi $y_{31} = (39{,}6 - 32{,}34) / 8{,}69 = 0{,}84$. La colonne 5 donne la FND théorique = $F(x_i) = e^{-e^{-y}}$, $F(x_{31}) = e^{-e^{-0,84}} = 0{,}6481$. La colonne 6 indique la différence $D_N = | F_N(x) - F(x) | = 0{,}0726 \approx 0{,}073$.

Maintenant l'on cherche dans la colonne 6 la valeur D_{Max}; on trouve la $D_{max} = 0{,}073$ pour la 31ième valeur.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
i	P_i	FND exp.	y_i	FND théor.	Diff. Abs.
1	19,7	0,0094	-1,45	0,0138	0,004
2	21	0,0283	-1,30	0,0250	0,003
...	...	...	...	...	...
31	39,6	0,5755	0,84	0,6481	0,073
...	..	...	...	...	...
52	63,8	0,9717	3,62	0,9736	0,002
53	79,1	0,9906	5,38	0,9954	0,005

Tableau V - 8 Application du test de Kolmogorov-Smirnov à une loi de Gumbel

Le tableau des valeurs de d_n donne pour N = 53 et $\alpha = 0{,}05$, c'est à dire pour unseuil de confiance FND = 0,95, $d_n = 0{,}18311$.

Comme $D_{max} = 0{,}073$ est inférieur à $d_n = 0{,}18311$, on accepte l'hypothèse qu'une loi de Gumbel avec $1/\alpha = 8{,}69$ et $x_0 = 32{,}34$ peut représenter les pluies journalières maximales à Bouira.

5 - Intervalles de confiance

Les intervalles de confiance de la loi de Gumbel ont été étudiés par Kaczmarek (1957), Lowery et Nash (1970) et par Bernier et Veron. Ces derniers ont trouvé que l'intervalle de confiance à α % d'un quantile x_F s'exprime en fonction de l'écart-type s_x par :

$$x_F - h_1 s_x < x_F < x_F + h_2 s_x$$

où h_1 et h_2 sont des paramètres dépendant de la taille n de l'échantillon, de la fréquence F et de la valeur de α. h_1 et h_2 sont évalués par la formule suivante avec le signe + pour h2 et le signe - pour h_1:

$$h_1, h_2 = \frac{(t_\alpha / N^{0,5})(1 + 1{,}13 t_F + 1{,}1 t^2{}_F)^{0,5} \pm t^2{}_\alpha / N(1{,}1 t_F + 0{,}57)}{1 - 1{,}1 t^2{}_\alpha / N}$$

t_α = variable réduite de Gauss correspondant à la FND = 1 - (1- α)/2

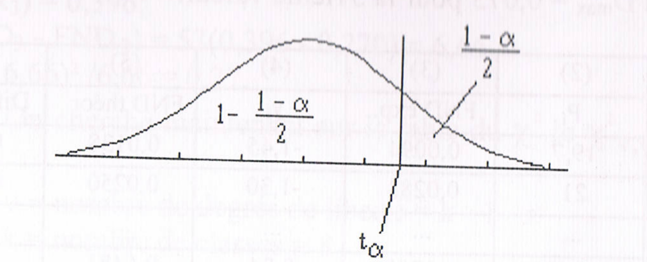


Figure V - 6 Intervalles de confiance: calcul de t_α

et $$t_F = \frac{-\ln(-\ln(F)) - 0{,}577}{1{,}28}$$

a- Calcul de l' I.C. à 70% de la crue décennale :

FND = 1-(1-α)/2 = 1-(1-0,7)/2 = 1-0,15 = 0,85; d'où t_α= 1,04

$$t_F = \frac{-\ln(-\ln(F)) - 0{,}577}{1{,}28} = \frac{-\ln(-\ln(0{,}9)) - 0{,}577}{1{,}28} = \frac{2{,}25 - 0{,}577}{1{,}28} = 1{,}31$$

$$h_1, h_2 = \frac{(t_\alpha / N^{0,5})(1 + 1{,}13 t_F + 1{,}1 t^2{}_F)^{0,5} \pm t^2{}_\alpha / N (1{,}1 t_F + 0{,}57)}{1 - 1{,}1 t^2{}_\alpha / N}$$

$$h_1, h_2 = \frac{(1{,}04 / 53^{0,5})(1 + 1{,}13 \times 1{,}31 + 1{,}1 \times (1{,}31)^2)^{0,5} \pm ((1{,}04)^2 / 53)(1{,}1 \times 1{,}31 + 0{,}57)}{1 - 1{,}1 \times (1{,}04)^2 / 53}$$

$$h_1, h_2 = \frac{0{,}2987 \pm 0{,}0410}{0{,}9776} \quad et \quad h_1 = 0{,}2636 \quad et \quad h_2 = 0{,}3475$$

d'où l'intervalle de confiance:

51,89 - 0,2636 x 11,14 < $P_{0,9}$ < 51,89 + 0,3475 x 11,14

48,95 mm < P décennale < 55,76 mm

b- Calcul de l'I.C. à 70 % de la Pluie centennale : t_α = 1,04;

$$t_F = \frac{-\ln(-\ln(F)) - 0{,}577}{1{,}28} = \frac{-\ln(-\ln(0{,}99)) - 0{,}577}{1{,}28} = 3{,}14$$

$$h_1, h_2 = \frac{(1{,}04 / (53)^{0,5})(1 + 1{,}13 \times 3{,}14 + 1{,}1 \times (3{,}14)^2)^{0,5} \pm ((1{,}04)^2 / 53)(1{,}1 \times 3{,}14 + 0{,}57)}{1 - 1{,}1 \times (1{,}04)^2 / 53}$$

$$h_1, h_2 = \frac{0{,}5607 \pm 0{,}0821}{0{,}9776} \quad et \quad h_1 = 0{,}4896 \quad et \quad h_2 = 0{,}6575$$

d'où l'intervalle de confiance:

72,31 - 0,4896 x 11,14 < $P_{0,99}$ < 72,31 + 0,6575 x 11,14

66,86 mm < $P_{\text{centennale}}$ < 79,63 mm

D- BIBIOGRAPHIE :

Kaczmarek, Z. (1957) : Efficiency of estimation of floods with a given return period, vol 3, International Association of Scientific Hydrology, Torento, pp.145-59.

Spiegel, M.R. (1961) : *Statistics,* Shaum Publishing Company, New York.

Dalrymple, T. (1962) : *Flood Frequency Analysis, Manual of Hydrology : Part 3, Flood - Flow Techniques,* United States Government Printing Office, Washington, D.C.

Roche, M. (1963) : *Hydrologie de Surface,* Gauthier-Villars éd. Paris.

Selby, S.H., Girling,B. (1965) : *Standard Mathematical Tables,* The Chemical Rubber Company, Ohio, U.S.A..

Parl, B. (1967) : *Basic Statistics,* Doubleday, New York.

Riggs, H.C. (1968) : *Some Statistical Tools in Hydrology,* United States Government Printing Office, Washington, D.C.

Riggs, H.C. (1968) : *Frequency curves,* United States Government Printing Office, Washington, D.C.

Pacé, P. et Cluzel R. (1969) : *Statistiques et Probabilités,* Librairie Delagrave, Paris.

Lowery, M. D., and Nash, J. E. (1970) : A comparison of methods of fitting the double exponential distribution. J. Hydrol..19, 259-75.

Viallet, F. (1970) : *Statistiques et Recherche Appliquée,* Chotard et Associés éd., Paris.

Arléry R., Grisollet H. et Guilmet B. (1973) : *Climatologie, Méthodes et Pratiques,* Gauthier-Villard Editeur, Paris.

Dubreuil, P. (1974) : *Initiation à l'Analyse Hydrologique*, Masson et Cie ed. Paris.

Kottegoda, N.T. (1980) : Stochastic Water Resources Technology, The MacMillan Press Ltd, London.

Laborde, J.P. (1982) : *Eléments d'Hydrologie de Surface*, Institut National Polytechnique de Lorraine, France.

Linslay, R.K., Kohler, M.A., Paulhus, J.L.H. (1982) : *Hydrology for Engineers*, Mc Graw Hill Company, New York.

Sachs, L. (1984) : *Applied Statistics, a Handbook of Techniques*, Spring-Verlag Inc., New York.

Wilson, E.M. (1985) : *Engineering Hydrology*, Mac Millan Publishers Ltd, London.

Mc Mahon T.A., Mein, R.G. (1986) : *River and Reservoir Yield*, Water Resources Publications, Littleton, Colorado 80161, U.S.A.

Réméniéras, G. (1986) : *L'Hydrologie de l'Ingénieur*, éd. Eyrolles, Paris.

Baillargeon, G. (1990) : *Méthodes Statistiques de l'Ingénieur*, Les Editions S.M.G., Trois Rivières, Québec, Canada.

VI

LES PRÉCIPITATIONS

L'hydrologie d'une région dépend d'abord de son climat ensuite de sa topographie et de sa géologie.

Les facteurs qui déterminent le climat sont la précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température et le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

La topographie influe sur les précipitations et sur l'écoulement des eaux. La géologie influe, elle, sur la topographie et l'infiltration des eaux vers les zones aquifères.

La plus grande partie de la pluie (et autres précipitations) provient de la mer. La vapeur d'eau à partir des océans est absorbée par les courants d'air qui les traversent.

Ces masses d'air, chargées de vapeur d'eau, se refroidissent avec l'altitude jusqu'au point de rosée, c'est-à-dire la température où la condensation commence et où elles se précipitent sous forme de pluie, neige ou grêle.

A - LA CLASSIFICATION DES PRÉCIPITATIONS

Les phénomènes météorologiques qui donnent naissance aux pluies sont tels que l'on peut diviser les précipitations en 3 classes:

1 - Les précipitations de convection

Par temps calme, l'air au voisinage du sol est chauffé par les radiations solaires, directement et surtout par réflexion. Il s'élève alors, car il subit des dilatations. Au cours de son ascension, il se refroidit et atteint un niveau de condensation où se forment les nuages

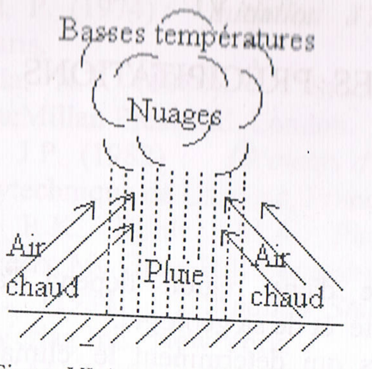


Figure VI-1 Les précipitations de convection

(cumulus). Si le mouvement de convection vertical initial est intense et se poursuit suffisamment longtemps, le système nuageux ainsi formé peut atteindre une zone de température assez basse pour déclencher la pluie. Ces précipitations sont caractérisées par des orages locaux et violents.

2 - Les précipitations orographiques

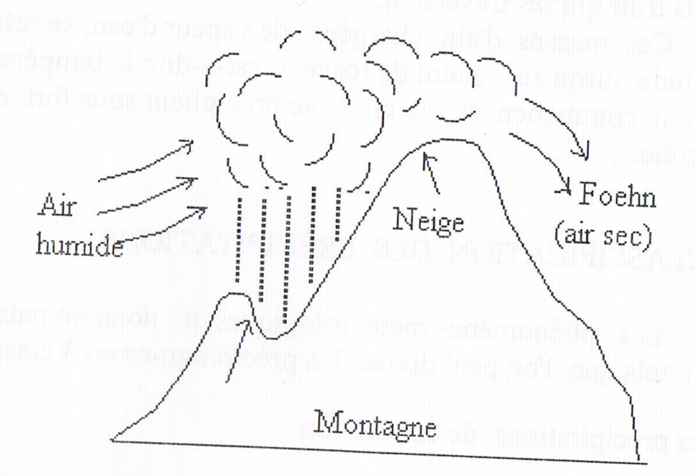


Figure VI-2 Les précipitations orographiques

Les vents chargés d'humidité soufflent généralement de la mer vers la terre; lorsqu'ils rencontrent une chaîne de montagne faisant barrière, ils s'élèvent, provoquant un refroidissement qui conduit à la condensation de la vapeur d'eau et à de la pluie.

Ces précipitations surviennent sur le versant exposé aux vents. L'autre versant ("sous le vent") n'est traversé que par des courants déchargés en grande partie de leur humidité. L'on a alors des vents chauds et secs. C'est ce que l'on appelle l'effet de Foehn.

3 - Les précipitations cycloniques

Lorsque plusieurs masses d'air de propriétés différentes (température et humidité) se rencontrent, les plus chaudes et les plus humides sont poussées vers les hautes altitudes où elles se refroidissent et se condensent .

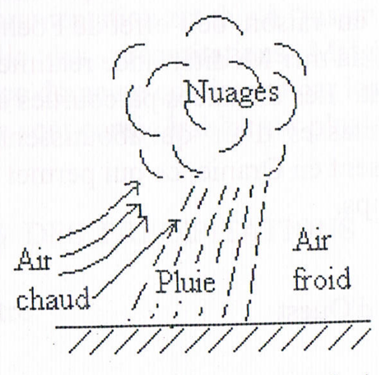


Figure VI-3 Les précipitations cycloniques

Ce sont ces précipitations qui sont les plus importantes, les plus longues, les plus étendues et les plus fréquentes dans nos climats tempérés.

II - PERTURBATIONS MÉTÉOROLOGIQUES AFFECTANT L'ALGÉRIE

4 types de situations météorologiques affectent notre pays:

1 - Les perturbations atmosphériques du Nord

Cette situation est caractérisée par une "descente d'air polaire" assez importante dans les couches moyennes et supérieures de l'atmosphère. Ces perturbations, qui arrivent en hiver, traversent

l'Europe et garderont leur caractère de front polaire en arrivant sur le nord du pays où elles donnent des pluies importantes, souvent accompagnées de chutes de neige, sur l'Atlas et les Hauts-Plateaux.

2 - Les perturbations atmosphériques du Nord-Ouest

Ces perturbations proviennent du Nord-Atlantique, traversent les chaînes de montagnes portugaises et espagnoles, ce qui produit un effet de Foehn. Ces masses d'air se réalimentent en traversant la Méditerranée. Ceci explique l'accroissement des précipitations d'ouest en est dans le nord du pays. Ainsi l'Oranie reçoit moins de précipitations que le Centre et l'Est en raison de l'effet de Foehn joué par les reliefs portugais et espagnols; la mer Méditerranée réalimente ces masses d'air quand elles la traversent. Les distances parcourues au-dessus d'elle sont plus longues pour les masses d'air qui aboutissent à l'Est que pour les masses d'air qui aboutissent en Oranie, ce qui permet aux premières de se réalimenter plus longtemps.

3 - Les perturbations d'Ouest

Elles proviennent du proche Atlantique. Elles donnent des pluies assez importantes sur le Maroc et perdent de leur activité en abordant l'Oranie à cause de l'effet de Foehn produit par les reliefs du Rif et de l'Atlas marocains.

Les pluies provenant de cette source sont assez faibles, on les rencontre souvent en automne et au printemps.

4 - Les perturbations du Sud-Ouest

Elles proviennent du Golf de Guinée et des zones équatoriales de l'Atlantique. Les précipitations générées par ces phénomènes intéressent le Sud du pays (Tanezrouf, Hoggar, Tassili). Ces précipitations sont rares et peu abondantes, avec quelques exceptions cependant: 52 mm en 24 heures à Bordj Badji Mokhtar l'été 1993 .

C - PLUIES ARTIFICIELLES

L'homme a de tout temps cherché à modifier, sans grand résultat, les conditions climatiques de son environnement. Il a été démontré en 1946 que la glace sèche pouvait provoquer de la pluie à partir d'un nuage contenant des gouttelettes d'eau à des températures négatives.

Plus tard, l'on découvrit que l'injection de certains sels pouvait aussi provoquer des précipitations. Cette méthode a conduit à des augmentations de précipitations de l'ordre de 20%, dont on ne peut garantir l'origine (pluies naturelles ou pluies artificielles) en raison de la variabilité des pluies naturelles. En d'autres termes, on ne peut pas conclure que cette augmentation est dûe à l'insémination des nuages ou à la variabilité naturelle des précipitations. Malgré les maigres résultats, les recherches dans ce domaine continuent car les implications du succès d'une telle démarche sont considérables sur plusieurs aspects de la vie de l'homme.

D - LES MESURES DES PRÉCIPITATIONS

1 - Le pluviomètre

Tout récipient à parois verticales peut servir comme appareil de mesure des précipitations.

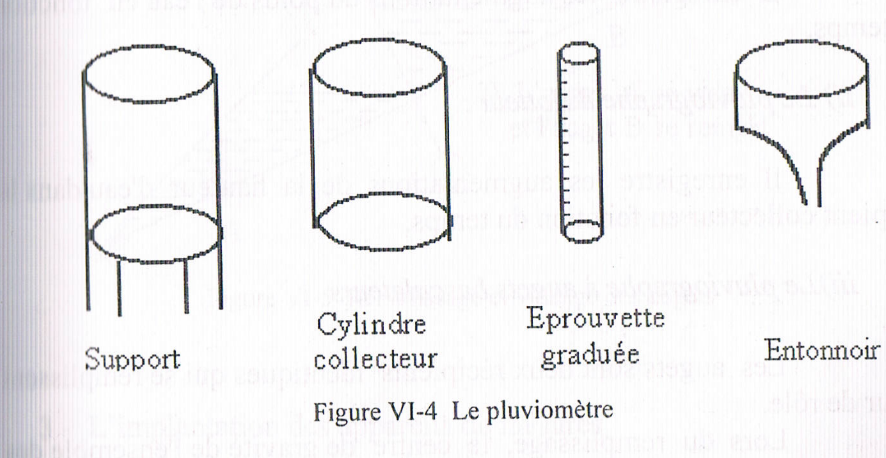


Figure VI-4 Le pluviomètre

Cependant, en raison de la variation de la direction du vent et surtout de la nécessité de normaliser les mesures, les récipients doivent

avoir la même taille, les mêmes dimensions et être exposés de la même manière pour aboutir à des mesures comparables.

Si, durant un certain intervalle de temps t, l'on récupère un volume V à travers la surface réceptrice S, la hauteur de pluie H tombée est donnée par la formule suivante:

$$H = V / S$$

L'appareil utilisé en Algérie est le pluviomètre "association" de 400 cm² de surface réceptrice et disposé à 1,5 m du sol. Son schéma est donné par la figure VI - 4.

En général, les pluviomètres sont relevés par un observateur une à deux fois par jour. Dans les zones isolées, cet intervalle peut être plus long .

2 - Le pluviographe

Cet appareil est destiné à l'enregistrement de la hauteur de pluie cumulée en fonction du temps .

Trois types de pluviographe existent :

i) Le pluviographe peseur :

Il enregistre les augmentations du poids de l'eau en fonction du temps.

ii) Le pluviographe à flotteur :

Il enregistre les augmentations de la hauteur d'eau dans le récipient collecteur en fonction du temps.

iii) Le pluviographe à augets basculateurs

Les augets sont deux récipients identiques qui se remplissent à tour de rôle.

Lors du remplissage, le centre de gravité de l'ensemble des deux augets se déplace vers la gauche jusqu'à dépasser la verticale de l'axe de rotation. L'ensemble bascule alors vers la gauche, et l'auget plein se vide alors que celui de droite se place en position de remplissage (fig

VI-5). Les augets sont tarés de façon à ce qu'un basculement corresponde à 0,5 mm de pluie pour une surface réceptrice de 400 cm².

La comptabilisation des basculements se fait d'une manière mécanique par un système qui entraîne un stylet inscripteur sur un cylindre, entraîné lui-même par un système d'horlogerie .

Le cylindre est entouré d'un papier enregistreur (fig.VI-7) sur lequel sont inscrits les basculements des augets. La figure VI-8 donne l'enregistrement (pluviogramme) de l'averse du 12 mai 1990 à la station météorologique d'Erraguène, située à proximité du barrage du même nom dans la wilaya de Jijel.

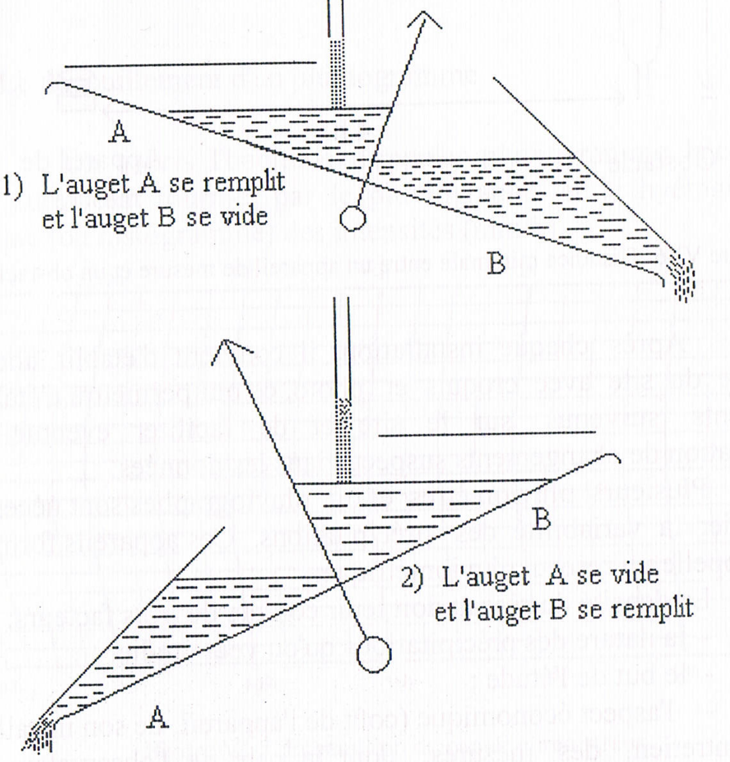


Figure VI-5 Remplissage et vidange des augets

3 - L'implantation des appareils de mesures

Le site d'implantation d'un pluviomètre (ou pluviographe) doit:

- être représentatif du secteur étudié en étant exposé normalement aux vents,

- être éloigné de tout obstacle, en général à une distance minimum égale à 4 fois la hauteur de l'obstacle (arbre, bâtiment, etc).

- être à proximité de la résidence de l'observateur ;

- avoir une surface réceptrice rigoureusement horizontale; on admet qu'un écart de 1° peut provoquer des erreurs de l'ordre de1%.

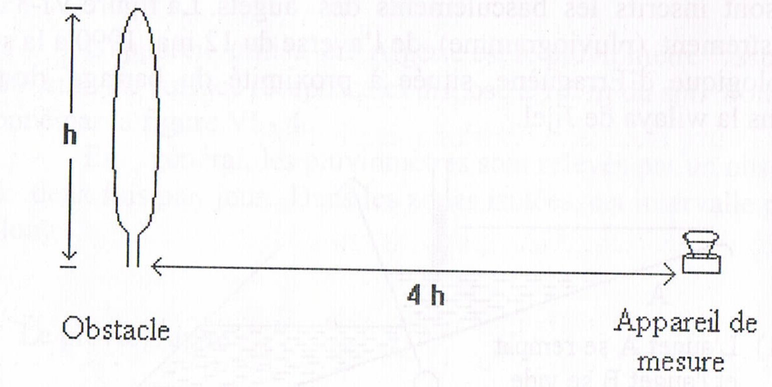


Figure VI-6 Distance minimale entre un appareil de mesure et un obstacle

Après chaque installation, il convient d'établir une fiche descriptive du site avec croquis et photo, ce qui permettra d'établir les changements survenus sur le site et de faciliter éventuellement l'interprétation de changements suspects dans les données.

Plusieurs pluviomètres et/ou pluviographes sont nécessaires pour étudier la variabilité des précipitations. Ces appareils forment ce que l'on appelle un réseau pluviométrique.

La densité du réseau doit tenir compte de trois facteurs:

- la nature des précipitations qu'on veut étudier ;
- le but de l'étude ;
- l'aspect économique (coût de l'appareil, de son installation, de son entretien, des mesures, dont la paie de l'observateur et sa disponibilité).

Les densités suivantes ont été proposées:

1- pour les régimes de plaine en zones tempérées, méditerranéennes et tropicales: un appareil tous les 100 à 250 Km²;

2- pour les zones arides : un appareil pour 1500 à 10.000 Km².

A noter que les précipitations peuvent aussi être évaluées par radar. Les gouttelettes de pluie et les cristaux de glace ont la propriété de réfléchir les ondes radio et peuvent être observés grâce au radar. On peut utiliser aussi le radar pour délimiter l'étendue et l'intensité relatives des orages au dessus de grandes étendues. Le radar ne peut cependant pas fournir une mesure exacte des précipitations.

4 - Le dépouillement d'un pluviogramme

On a pris l'habitude d'appeler pluviogramme la courbe des pluies cumulées fournie par le pluviographe, et le hyétogramme le graphique (ou histogramme) des intensités (mm/h).

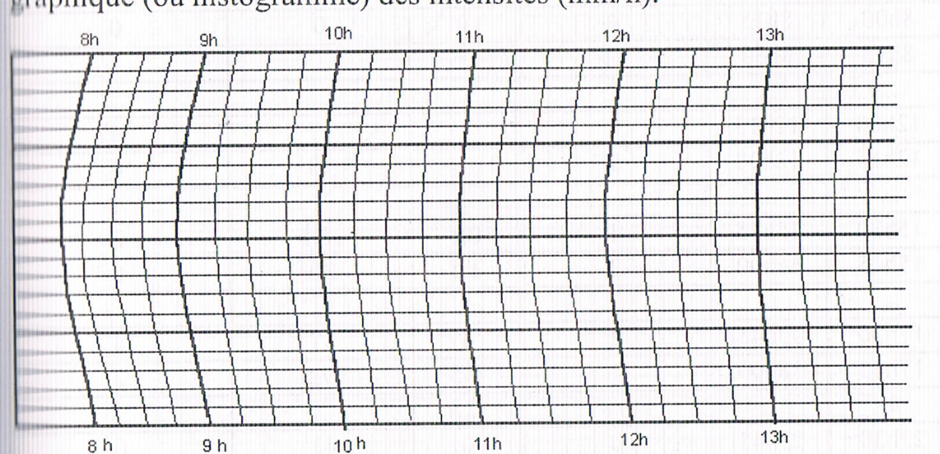


Figure VI-7 Echantillon de papier enregistreur

Le papier enregistreur (figure VI – 7) a les caractéristiques suivantes:

_ Verticalement:

- l'espace entre deux traits fins représente:
  . 1 mm de pluie pour une bague de 400 cm² ;
  . 1/5 mm de pluie pour une bague de 2000 cm² ;
- un basculement représente:

. 0,5 mm pour une bague de 400 cm² ;
. 0,1 mm pour une bague de 2000 cm²

_ Horizontalement:

- l'espace entre deux traits épais représente 1 heure
- l'espace entre deux traits fins représente 15 minutes.

Il existe plusieurs méthodes de dépouillement d'un pluviogramme :

. le dépouillement à pas de temps constant ;
. le dépouillement à intensités constantes ;
. le dépouillement automatique sur digitaliseur.

Le tableau VI - 1 facilite le dépouillement à pas de temps constants du pluviogramme:

Temps initial	Temps final	Nbre. basculements	Pluie (mm)	Pluie cumulée (mm).	Intensités Horaires (mm/h)
8h00	8h15	0	0	0	0
8h15	8h30	2	1	1	4
...	...	...	...	...	...
12h00	12h15	2	1	17	4
12h15	12h30	2	1	18	4
...	...	...	...	...	...
15h30	15h45	1	0,5	28,5	2
15h45	16h00	3	1,5	30	6
...	...	...	...	...	...
17h30	17h45	2	1	37	4
17h45	18h00	1	0,5	37,5	2
...	...	...	...	...	...
23h30	23h45	0	0	41	0
23h45	24h00	0	0	41	0

Tableau VI-1 Dépouillement du pluviogramme de l'averse du 12 mai 1990 à la station d'Erraguène (wilaya de Jijel)

Le tableau entier est porté en annexe 12.

8h 9h 10h 11h 12h 13h 14h 15h 16h 17h 18h 19h 20h 21h 22h 23h 0h

BAGUE 2000 cm² : UN TRAIT FORT tous les millimètres de pluie. BAGUE 400 cm² : UN TRAIT FIN tous les millimètres de pluie

Fig. VI - 8 Pluviogramme de l'averse du 12 mai 1990 à la station d'Erraguène (surface de l'entonnoir = 400 cm²)

Les courbes des pluies cumulées et le hyétogramme donnent un indice de l'importance d'une averse et permettent son analyse ainsi que sa comparaison avec d'autres averses.

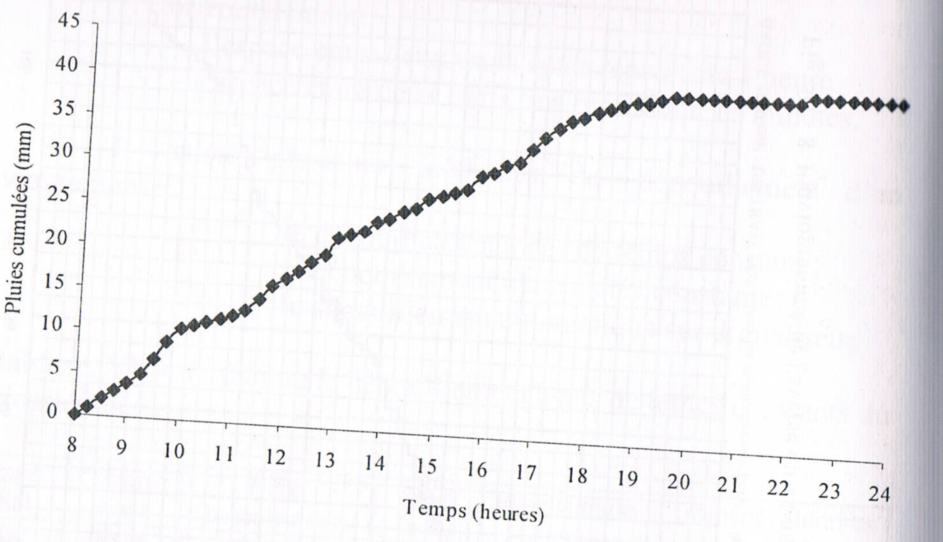


Figure VI-9 Courbe des pluies cumulées de l'averse du 12 mai 1990 à la station d'Erraguène

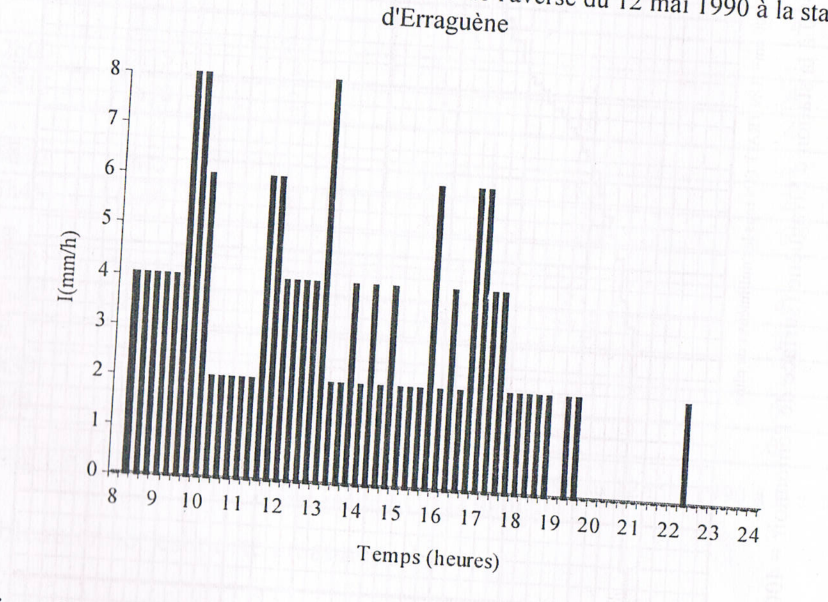


Figure VI-10 Hyétogramme de l'averse du 12 mai 1990 à la station d'Erraguène

Pour récapituler, d'après l'Organisation Mondiale de la Météorologie (OMM), « la hauteur totale des précipitations, qui

atteignent le sol pendant une période donnée, est exprimée par l'épaisseur dont elles couvriraient la projection du sol sur un plan horizontal s'il n'y avait pas de pertes et si toutes les précipitations tombées, sous forme de neige ou de glace, étaient fondues. »

5 - Les erreurs dans les mesures et leurs corrections

a) La liste des erreurs possibles

Le principal facteur d'erreur est l'action du vent sur la trajectoire des gouttes d'eau. L'importance de l'erreur dépend de l'intensité du vent et de la hauteur de l'appareil de mesure par rapport au sol .

Un certaine quantité d'eau est nécessaire pour mouiller le réceptacle de l'appareil avant que l'eau ne s'écoule à l'intérieur. Si l'averse est intermittente, le processus de l'évaporation fera que des quantités de pluie non négligeables s'évaporent et ne seront donc pas mesurées.

Dans un pluviographe, le temps de basculement des augets n'est pas négligeable. Au cours de ce mouvement, une certaine quantité d'eau est admise en excédent dans l'auget intéressé, donnant lieu à une sous-estimation de la pluie captée d'autant plus importante que l'intensité de la pluie est forte. En outre l'exploitation des stations pluviométriques donne lieu à un certain nombre d'erreurs:

1) Les erreurs d'observation :

* lecteur peu consciencieux : depuis celui qui lit le pluviomètre tous les 5 ou 6 jours, jusqu'à celui qui invente purement et simplement les résultats en passant par celui, inconscient, qui arrose ses plantes avec l'eau du pluviomètre;

* Erreurs fortuites de lecture de l'éprouvette;

* Erreurs dûes à l'évaporation;

* Débordement du pluviomètre quand la pluie est très intense;

* Pluviomètre percé;

* Pertes d'eau pendant le transvasement de l'éprouvette dans le sceau;

* Pluviomètre sous un arbre, etc .

3) Les erreurs systématiques

Parmi les erreurs systématiques, on peut citer:

* la graduation de l'éprouvette ne correspondant pas à l'ouverture du pluviomètre ;

* un changement dans l'exploitation du pluviomètre dû à:
. un déplacement du pluviomètre ;
. une modification de l'environnement du pluviomètre ;
. un changement d'observateur ;
.une éprouvette cassée remplacée par une autre qui ne convient pas.

Il y a lieu de noter que cette liste d'erreurs est presque exhaustive et que toutes ces erreurs n'arrivent pas simultanément. Cependant, les documents élaborés par les observateurs et les hydrologues restent notre référence et sont à la base du développement hydraulique du pays. La liste ci-dessus est beaucoup plus pédagogique.

Les erreurs dans les séries de mesures pluviométriques modifient le caractère aléatoire des phénomènes et les conditions de leur avènement. Si ces conditions changent cela veut dire que les données mesurées ne proviennent pas de la même population et que la série de mesures n'est pas homogène. Avant de pouvoir étudier statistiquement ces séries, il y a lieu donc, au préalable , de les rendre homogènes, ce qui est une conditions sine qua non.

4) La correction des erreurs

(a) La méthode des doubles cumuls

Elle permet de détecter la non-homogénéité d'une série de mesures et de la corriger. Cette méthode est illustrée par un exemple ci-dessous. La méthode consiste à comparer les pluies (ou toute autre variable) cumulées d'une station A, à propos de laquelle on éprouve des doutes quant à son homogénéité, avec les pluies cumulées d'une station B dont les mesures sont jugées homogènes .

Année	Station A	Station B	Année	Station A	Station B
1960	869	800	1952	953	820
1959	596	549	1951	882	841
1958	994	858	1950	945	732
1957	643	540	1949	694	459
1956	736	657	1948	875	522
1955	734	677	1947	849	540
1954	699	702	1946	791	511
1953	546	393			

Tableau VI-2 Méthode du double cumul : relevé des stations A et B

Dans les trois premières colonnes du tableau on porte respectivement les années et les précipitations mesurées aux stations A et B. Dans les quatrième et cinquième colonnes on calcule les cumuls respectifs des pluies aux stations A et B. Ensuite on porte ces valeurs sur du papier millimétré, avec les valeurs de B en abscisses et les valeurs de A en ordonnées.

Année	Station A	Station B	Cumul B	Cumul A	A corrigée	A cor. Cum.
1960	869	800	800	869	869	869
1959	596	549	1349	1465	596	1465
1958	994	858	2207	2459	994	2459
1957	643	540	2747	3102	643	3102
1956	736	657	3404	3838	736	3838
1955	734	677	4081	4572	734	4572
1954	699	702	4783	5271	699	5271
1953	546	393	5176	5817	478,4	5749,4
1952	953	820	5996	6770	834,9	6584,3
1951	882	841	6837	7652	772,7	7357
1950	945	732	7569	8597	827,9	8184,9
1949	694	459	8028	9291	608	8792,9
1948	875	522	8550	10166	766,6	9559,5
1947	849	540	9090	11015	743,8	10303,3
1946	791	511	9601	11806	693	10996,3

Tableau VI-3 Méthode du double cumul

On voit sur le graphique que les points s'alignent sur deux segments de droite différents, c'est-à-dire qu'il y a une cassure sur la droite au cours de l'année 1953. On suppose que le déplacement (ou

autre cause d'erreur) s'est produit en 1953. Les données mesurées après 1953 sont jugées bonnes et on ne doit corriger que les données précédentes (1946, 1947, 1948, 1949, 1950, 1951, 1952 et 1953).

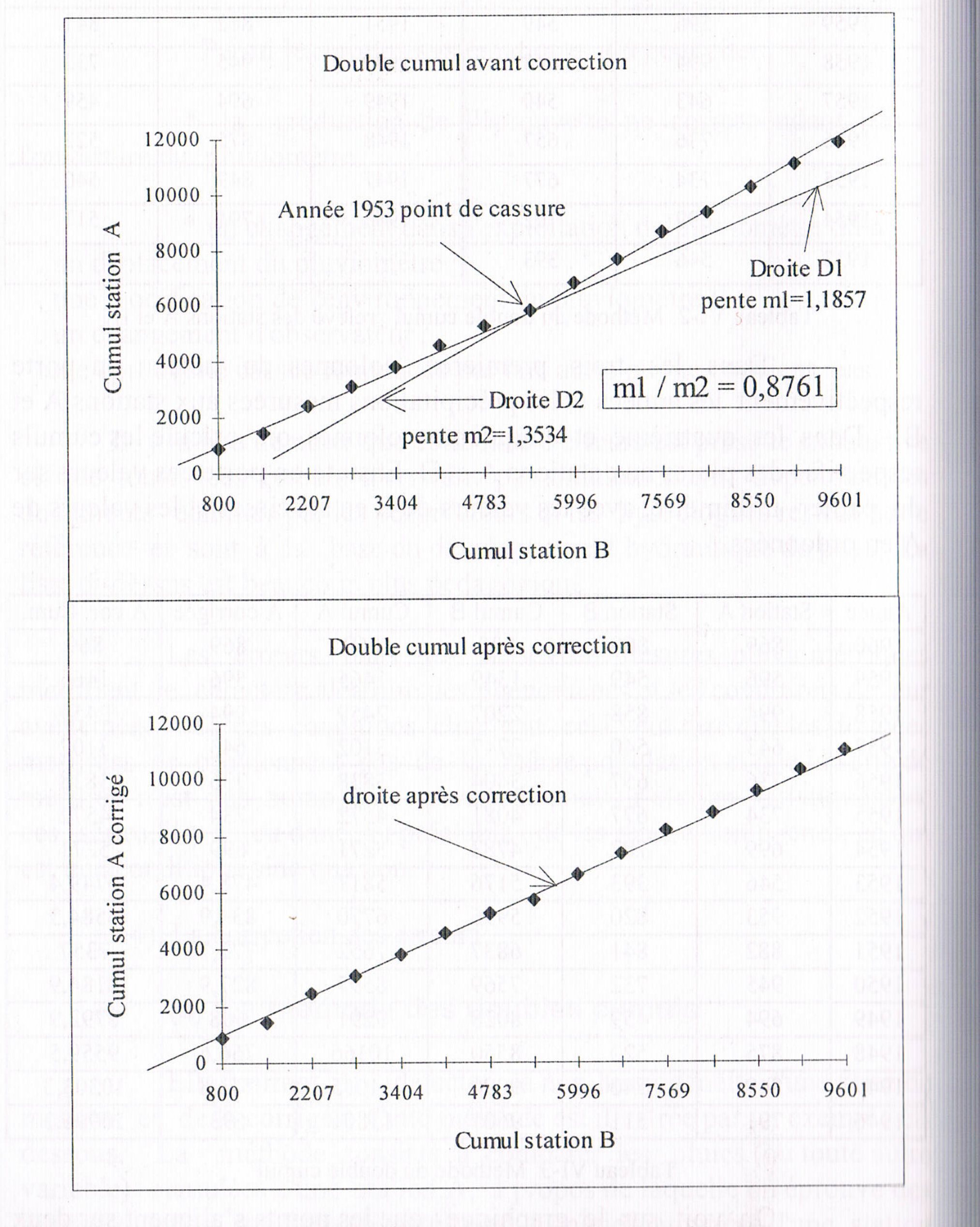


Figure VI-11 Méthode du double cumul ou double mass.

La décision de corriger ou non les données de l'année 1953 est prise après une connaissance détaillée des circonstances de « l'accident » au cours de cette année.

On calcule les pentes m_1 du segment de droite qui contient les données de 1960 à 1953, et m_2 du segment de droite qui contient les données de 1952 à 1946 .On calcule le rapport des pentes m_1/m_2 avec lequel on va multiplier les données des années 1953 à 1946 pour les corriger. On porte ces valeurs sur la dernière colonne du tableau.

Une fois ces données corrigées, on refait l'opération. L'on voit que les points s'alignent sur une droite sans cassure; notre série a donc été rendue homogène. Si l'on constate une autre cassure, on recommence l'opération.

D'autres méthodes d'analyse critique des données existent. On peut citer :

- l'analyse statistique des écarts entre la variable réelle et la variable probable appelés les résidus ;
- le cumul des résidus ;
- l'analyse des composantes principales et des vecteurs régionaux.

Ces méthodes sont bien expliquées dans l'ouvrage de M. J.P. Laborde, intitulé « Eléments d'hydrologie de surface ».

Plusieurs tests statistiques sont utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série statistique. Nous étudierons ici le test de Wilcoxon et celui de Mann-Whitney.

(b)Le test de Wilcoxon :

C'est un test non paramétrique qui utilise la série des rangs des observations, au lieu de la série de leurs valeurs. Le test de Wilcoxon se base sur le principe suivant: Si l'échantillon X est issu d'une même population Y, l'échantillon XUY(union de X et de Y) en est également issu.

On procède ainsi:

Soit une série d'observations de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillons X et Y: N_1 et N_2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec $N= N_1 + N_2$ et $N_1 \leq N_2$.

On classe ensuite les valeurs de notre série par ordre croissant. Par la suite, nous ne nous intéresserons qu'au rang de chacun des éléments des deux échantillons dans cette série. Si une valeur se répète plusieurs fois, on lui associe le rang moyen correspondant.

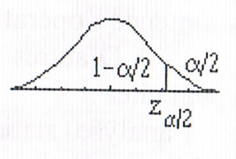
On calcule ensuite la somme W_x des rangs des éléments du premier échantillon dans la série commune : $W_x = \Sigma$ Rang x

Wilcoxon a montré que, dans le cas où les deux échantillons X et Y constituent une série homogène, la quantité W_x est comprise entre deux bornes W_{max} et W_{min}, données par les formules suivantes:

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - z_{1-\alpha/2}\sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}}$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}$$

$z_{1-\alpha/2}$ représente la valeur de la variable centrée réduite de la loi normale correspondant à $1-\alpha/2$ (au seuil de confiance de 95 %, nous avons $z_{1-\alpha/2}=1,96$).



Nous allons utiliser le test de Wilcoxon pour vérifier l'homogénéité des données pluviométriques de la station de Bordj Bou Naâma (Wilaya de Tissemsilt) au niveau de signification de 5 %. Les données sont portées sur le tableau VI - 4 :

Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)
1	641,2	8	582,1	15	780,2	22	953,8	29	340,7	36	570,3
2	659,1	9	827,3	16	685,1	23	801,7	30	819,5	37	758,5
3	1176,9	10	530,4	17	500,9	24	709,8	31	391,6	38	550,5
4	557,1	11	1125,3	18	1030,3	25	519,8	32	618,8	39	522,2
5	367,5	12	659	19	898,7	26	1006	33	720,7	40	416,1
6	410,5	13	787,7	20	1085,4	27	838,5	34	712,2		
7	1014,8	14	641,8	21	588,7	28	826	35	458,5		

Tableau VI-4 Série de pluies annuelles à Bordj Bou Naâma

(wilaya de Tissemsilt)

(1) X	(2) Y	(3) Rangs	(4) X U Y	(5) Origine	(3) Rangs	(4) X U Y	(5) Origine
641,2	898,7	1	340,7	Y	23	712,2	Y
659,1	1085,4	2	367,5	X	24	720,7	Y
1176,9	588,7	3	391,6	Y	25	758,5	Y
557,1	953,8	4	410,5	X	26	780,2	X
367,5	801,7	5	416,1	Y	27	787,7	X
410,5	709,8	6	458,5	Y	28	801,7	Y
1014,8	519,8	7	500,9	X	29	819,5	Y
582,1	1006	8	519,8	Y	30	826	Y
827,3	838,5	9	522,2	Y	31	827,3	X
530,4	826	10	530,4	X	32	838,5	Y
1125,3	340,7	11	550,5	Y	33	898,7	Y
659	819,5	12	557,1	X	34	953,8	Y
787,7	391,6	13	570,3	Y	35	1006	Y
641,8	618,8	14	582,1	X	36	1014,8	X
780,2	720,7	15	588,7	Y	37	1030,3	X
685,1	712,2	16	618,8	Y	38	1085,4	Y
500,9	458,5	17	641,2	X	39	1125,3	X
1030,3	570,3	18	641,8	X	40	1176,9	X
	758,5	19	659	X			
	550,5	20	659,1	X			
	522,2	21	685,1	X			
	416,1	22	709,8	Y			

Tableau VI-5 Application de la méthode de Wilcoxon

Nous formons ensuite le tableau VI - 5 pour faciliter les calculs. On commence par diviser notre série pluviométrique en deux échantillons de longueurs respectives $N_1 = 18$ valeurs et $N_2 = 22$ valeurs. Dans la première colonne, on porte le premier échantillon X ; dans la deuxième colonne, on porte le deuxième échantillon Y ; dans la troisième et la quatrième colonnes, on porte respectivement les rangs et les valeurs classées de la série originale et, dans la cinquième colonne, l'origine de la valeur de la série, c'est-à-dire on note si elle provient de l'échantillon X ou de l'échantillon Y.

On calcule ensuite les valeurs de :

ΣRang x =380 ;

W_{min} = 296,4 ;

W_{max} = 441,6 .

Sachant que $z_{1-\alpha/2}$ = 1,96 pour un niveau de signification α = 5%.

On vérifie l'inégalité: $W_{min} \langle \Sigma$ Rang x $\langle W_{max}$

c'est-à-dire: 296,4 ⟨ 380 ⟨ 441,6 .

L'inégalité est donc vérifiée, et notre série donc homogène.

(c) Le test de Mann-Whitney

Il permet de tester l'hypothèse H_0, selon laquelle une série statistique est homogène, c'est-à-dire que les éléments qui la constituent proviennent de la même population. En hydrologie, cela veut dire que les conditions qui ont prévalu lors de la collecte des données ou de l'avènement du phénomène considéré (pluie, écoulement, évaporation) n'ont pas changé pendant toute la durée de la collecte ou du phénomène. En d'autres termes, il n'y a pas eu un phénomène extraordinaire qui aurait pu modifier les données hydrologiques considérées comme le changement de site de la station de mesure, la construction d'un barrage qui aurait pu modifier les apports de l'oued, l'urbanisation de la zone étudiée, etc.

Pour appliquer le test de Mann-Whitney, on procède comme suit:

On divise notre échantillon en deux sous-ensembles de tailles respectives N_1 et N_2 avec: $N_2 > N_1$.

x_1, x_2, ... x_i................................x_{N1}

y_1, y_2, ... y_i................................x_{N2}

La taille de l'échantillon original est $N = N_1 + N_2$.

On classe ensuite nos valeurs par ordre croissant de 1 à N et l'on note les rangs $R(x_i)$ des éléments du premier sous-ensemble et ceux $R(y_i)$ des éléments du second sous-ensemble dans l'échantillon original.

On définit K et S comme suit:

$$K = L - \frac{N_1(N_1+1)}{2} \text{ et } S = N_1 N_2 - K \text{ avec } L = \sum_{i=1}^{N1} R(x_i);$$ c'est à dire la somme des rangs des éléments de l'échantillon 1 dans l'échantillon original.

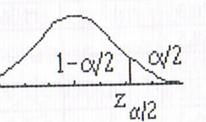
K est la somme des nombres de dépassements de chaque élément du second échantillon par ceux du premier échantillon.

S est la somme des nombres de dépassements des éléments du premier sous-ensemble (ou échantillon) par ceux du second.

On montre que lorsque N > 20, $N_1 > 3$ et $N_2 > 3$; K et S sont distribués selon une loi normale ayant:

- une moyenne égale à $\overline{K} = \overline{S} = \frac{N_1 N_2}{2}$
- un écart-type égal à $s_k = s_s = \frac{N_1 N_2}{12}(N_1 + N_2 + 1)$.

On peut alors tester l'hypothèse H_0 selon laquelle les deux sous-ensembles proviennent de la même population{ XE "population" }, au niveau de signification α, en comparant la grandeur: $T = \left| \frac{K - \overline{K}}{s_k} \right|$ avec la variable normale centrée réduite ayant une probabilité de dépassement $\alpha/2$.



Si $T < z_{\alpha/2}$ on accepte H_0

Nous allons appliquer le test de Mann-Whitney aux données pluviométriques de la station de Bordj Bou Naama (wilaya de Tissemsilt).

On forme le tableau VI - 6 ci-dessous pour faciliter la compréhension:

La colonne 1 donne les années ; les chiffres 1, 2, 3, ... 40 correspondent aussi aux rangs des données lorsque celles-ci sont triées c'est à dire classées.

Les colonnes 2 et 3 indiquent respectivement les pluies dans l'ordre où elles ont été relevées et les pluies triées ou classées par ordre croissant.

La colonne 4 liste les 18 valeurs de l'échantillon 1 (ou sous-ensemble 1).

La colonne 5 donne le rang de chaque valeur du sous-ensemble 1 dans l'échantillon original de 40 valeurs classées.

La colonne 6 indique les 22 valeurs de l'échantillon 2 (ou sous-ensemble 2).

(1) AN	(2) PLUIE	(3) TRIEE	(4) ECh#1	(5) RANG	(6) ECh# 2	(7) RANG	(8) Ech # 1 TRIE	(9) Nombre Dépass.	(10) Ech # 2 TRIE	(11) Nombre Dépass.
1	641,2	340,7	641,2	17	898,7	33	367,5	21	340,7	17
2	659,1	367,5	659,1	20	1085,4	38	410,5	20	391,6	17
3	1176,9	391,6	1176,9	40	588,7	15	500,9	18	416,2	16
4	557,1	410,5	557,1	12	953,8	34	530,4	16	458,5	16
5	367,5	416,1	367,5	2	801,7	28	557,1	15	519,8	15
6	410,5	458,5	410,5	4	709,8	22	582,7	14	522,2	15
7	1014,8	500,9	1014,8	36	519,8	15	641,2	12	550,5	14
8	582,7	519,8	582,7	14	1006	35	641,8	12	570,3	13
9	827,3	522,2	827,3	31	838,5	32	659	12	588,7	12
10	530,4	530,4	530,4	10	826	30	659,1	12	618,1	12
11	1125,3	550,5	1125,3	39	340,7	1	685,1	12	709,8	7
12	659	557,1	659	19	819,5	29	780,2	8	712,2	7
13	787,7	570,3	787,7	27	391,6	3	787,7	8	720,7	7
14	641,8	582,7	641,8	18	618,1	19	827,3	5	758,5	7
15	780,2	588,7	780,2	26	720,7	24	1014,8	1	801,7	5
16	685,1	618,8	685,1	21	712,2	23	1030,3	1	819,5	5
17	500,9	641,2	500,9	7	458,5	6	1125,3	0	826	5
18	1030,3	641,8	1030,3	37	570,3	13	1176,9	0	838,5	4
19	898,7	659			758,5	25			898,7	4
20	1085,4	659,1			550,5	11			953,8	4
21	588,7	685,1			522,2	9			1006	4
22	953,8	709,8			416,2	5			1085,4	2
23	801,7	712,2								
24	709,8	720,7								
25	519,8	758,5								
26	1006	780,2								
27	838,5	787,7								
28	826	801,7								
29	340,7	819,5								
30	819,5	826								
31	391,6	827,3								
32	618,8	838,5								
33	720,7	898,7								
34	712,2	953,8								
35	458,5	1006								
36	570,3	1014,8								
37	758,5	1030,3								
38	550,5	1085,4								
39	522,2	1125,3								
40	416,1	1176,9								

Tableau VI-6 Application du test de Mann-Whitney

La colonne 7 donne le rang de chaque valeur du sous-ensemble 2 dans l'échantillon original de 40 valeurs classées.

La colonne 8 montre les valeurs du sous-ensemble 1 triées.

La colonne 9 indique le nombre de fois où chaque élément du sous ensemble 1 est dépassé par les éléments du sous-ensemble 2.

La colonne 10 donne les valeurs triées du sous-ensemble 2.

La colonne 11, enfin donne le nombre de fois où chaque élément du sous-ensemble 2 est dépassé par les éléments du sous-ensemble 1.

On trouve:

$$L=\sum_{i=1}^{N_1} R(x_i) = 380; K= L-\frac{N_1(N_1+1)}{2} = 380-\frac{18\times 19}{2} = 209;$$

$$S= N_1N_2 - K = 18\times 22 - 209 = 187; \overline{K} = \overline{S} = \frac{N_1N_2}{2} = \frac{18\times 22}{2} = 198$$

$$S_K = S_s = \frac{N_1N_2}{12}(N_1+N_2+1) = \frac{18\times 22}{12}(18+22+1) = 1353$$

$$T=\left|\frac{K-\overline{K}}{S_K}\right| = \left|\frac{209-198}{1353}\right| = 0{,}0081; \, pour \alpha = 10\%; z_{\alpha/2} = 1{,}64$$

$$Donc\, T = 0{,}0081 \ \langle \ z_{\alpha/2} = 1{,}64$$

Ce qui veut dire qu'on peut accepter l'hypothèse H_0 selon laquelle les deux sous-ensembles proviennent de la même population, et donc la série pluviométrique de Bordj Bou Naâma est homogène.

Un autre problème que l'on rencontre souvent est celui des données manquantes et celui de l'extension des séries.

Si, parmi 4 stations voisines, une station n'a pas fonctionné pendant un mois et si l'on connaît les pluies moyennes annuelles relevées dans les 4 stations et les pluies mensuelles des mois considérés, on peut calculer la pluie des mois manquants par la formule suivante:

$$P_x = \frac{1}{3}(N_x\frac{p_1}{N_1} + N_X\frac{p_2}{N_2} + N_x\frac{p_3}{N_3})$$

où: N = Moyenne annuelle des pluies, P = Pluie mensuelle,
x, 1, 2, 3 = Indices.

Exemple: $N_x = 800$ mm; $N_1 = 1008$ mm; $N_2 = 842$ mm; $N_3 = 1080$ mm; $P_1 = 90$ mm; $P_2 = 80$ mm; $P_3 = 110$ mm

$$P_x = \frac{800}{3}(\frac{90}{1008} + \frac{80}{842} + \frac{110}{1080}) = 76{,}31\,mm$$

(d) La corrélation linéaire et la droite de régression

Dans le domaine des sciences appliquées (l'hydrologie, par exemple), il est fréquent d'observer des phénomènes où il y a lieu de soupçonner l'existence d'une liaison entre deux variables: la température

précipitations et les débits etc.

Cette liaison est appelée corrélation. On dit qu'il y a corrélation entre deux variables observées lorsque les variations des deux variables se produisent dans le même sens (corrélation positive), ou lorsque les variations sont de sens contraires (corrélation négative).

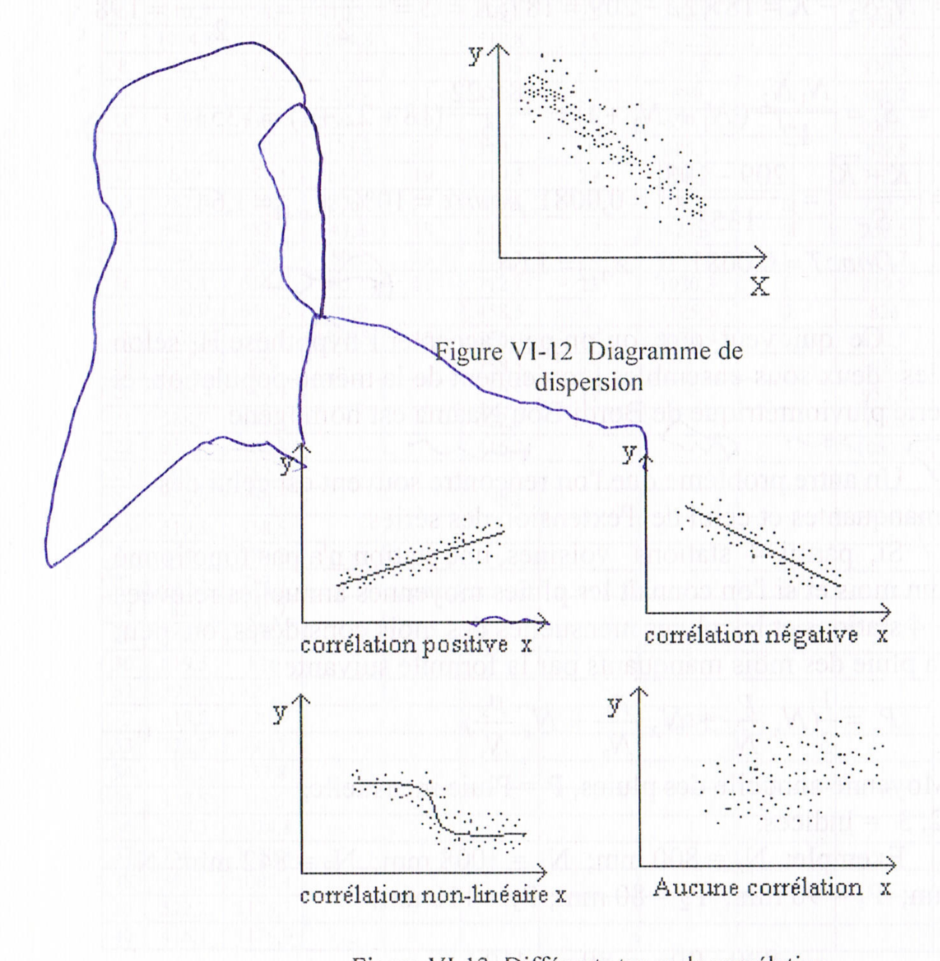


Figure VI-12 Diagramme de dispersion

Figure VI-13 Différents types de corrélation

L'existence d'une corrélation entre deux variables peut être décelée graphiquement. Il s'agit de reporter les couples d'observations (xi, yi) sur un graphique en prenant pour abscisse la variable x, et pour ordonnée la variable y. Chaque point du graphique représente simultanément la valeur xi, et la valeur yi. Le graphique résultant constitue un nuage de points appelé: diagramme de dispersion.

On peut calculer l'indice qui mesure l'intensité de la liaison linéaire entre deux variables c'est le coefficient de corrélation r, qui est un nombre sans dimension.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2}\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(y_i - \bar{y})^2}}$$

On a aussi:

$$r = \frac{n\sum_{i=1}^{n} x_i y_i - (\sum_{i=1}^{n} x_i)(\sum_{i=1}^{n} y_i)}{\sqrt{n\sum_{i=1}^{n} x_i^2 - (\sum_{i=1}^{n} x_i)^2}\sqrt{n\sum_{i=1}^{n} y_i^2 - (\sum_{i=1}^{n} y_i)^2}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i y_i - \frac{(\sum_{i=1}^{n} x_i)(\sum_{i=1}^{n} y_i)}{n}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} x_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^{n} x_i)^2}{n}}\sqrt{\sum_{i=1}^{n} y_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^{n} y_i)^2}{n}}}$$

où n est le nombre de couples d'observations (x_i, y_i).

En raison de la symétrie de sa définition, r mesure aussi bien l'intensité de la liaison entre y et x qu'entre x et y .

Le coefficient de corrélation est indépendant des unités de mesure de x et de y.

La valeur de r peut varier entre -1 (corrélation négative et parfaite) et +1 (corrélation positive et parfaite). Plus les points sont étroitement alignés selon une droite, plus la valeur du coefficient de corrélation sera élevée et s'approchant de + 1 ou - 1 selon le cas.

(ii) La droite de régression

On va essayer d'établir l'équation de la liaison linéaire existant entre les deux variables x et y. La droite qui s'ajuste le mieux

aux observations s'appelle la droite de régression. Cette droite est un outil de prévision. On pourra estimer ou prévoir, à l'aide de cette équation, les valeurs d'une variable à partir des valeurs prises par l'autre variable.

On choisit y comme variable dépendante ou expliquée et x comme variable indépendante ou explicative.

Soit un échantillon de n couples d'observations (x_i, y_i) et soit l'équation de la droite:

$$\hat{y}_i = b_0 + b_1 x_i$$

où b_0 = ordonnée à l'origine, b_1 = pente de la droite. $\hat{y}_i$ représente la valeur estimée (ou prévue) de la variable dépendante pour une valeur particulière x_i de la variable explicative (indépendante) .

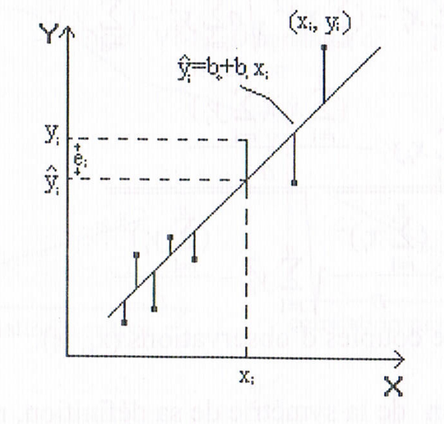


Figure VI-14 La droite de régression

Soit e_i l'écart vertical entre la valeur observée y_i et l'estimation $\hat{y}_i$ obtenue par la droite de régression pour $X = x_i$.

$e_i = y_i - \hat{y}_i = y_i - b_0 - b_1 x_i$, pour $i = 1, .. n$.

La somme des carrés de ces écarts pour l'ensemble des points est égale à :

$$S = e_1^2 + e_2^2 + ... e_n^2 = \sum_{i=1}^{n}(y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum_{i=1}^{n}(y_i - b_0 - b_1 x_i)^2$$

La méthode dite des moindres carrés permet de déterminer les expressions de b_0 et b_1 de telle sorte que la somme S soit minimale. La droite ainsi obtenue est dite droite des moindres carrés ou droite de régression. On trouve:

$$b_1 = \frac{\sum(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum(x_i - \bar{x})^2}$$

$$= \frac{n\sum x_i y_i - (\sum x_i)(\sum y_i)}{n\sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

$$= \frac{\sum x_i y_i - \frac{(\sum x_i)(\sum y_i)}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}}$$

$$= r\frac{s_x}{s_y} \quad \text{où:} \quad s_x = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad \text{et} \quad s_y = \sqrt{\frac{\sum(y_i - \bar{y})^2}{n-1}}$$

$$b_0 = \bar{y} - b_1\bar{x} \quad \text{où:} \quad \bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad \text{et} \quad \bar{y} = \frac{\sum y_i}{n}$$

(iii) L'extension de séries hydrologiques

Soient deux variables x et y, x observée n fois et y observée k fois avec $n > k$. Soit k le nombre de couples (x, y). On se propose, à partir de ces k couples d'établir la droite de régression de y en x puis, à partir des valeurs de x, reconstituer les (n - k) valeurs de y non-observées

Soient $\bar{x}_k$; $\bar{y}_k$; ${}_k\sigma_x$; ${}_k\sigma_y$ les moyennes et les écarts-types déterminés à partir des k couples ainsi que le coefficient de corrélation r_k correspondant .

La régression de y en x s'écrit:

$$\hat{y}_j = r_k \frac{{}_k\sigma_y}{{}_k\sigma_x}(x_j - \bar{x}_k) + \bar{y}_k \qquad \text{avec} \qquad k \langle j \le n$$

ainsi seront reconstituées les (n - k) valeurs de y qui manquent .

L'estimation $\hat{y}_n$ de la moyenne des y de l'échantillon étendu peut s'obtenir directement à partir de $\bar{x}_n$

$$\hat{y}_n = r_k \frac{{}_k\sigma_y}{{}_k\sigma_x}(\bar{x}_n - \bar{x}_k) + \bar{y}_k.$$

On peut estimer l'écart-type de l'échantillon étendu ${}_n\hat{\sigma}_y$ par:

$${}_n\hat{\sigma}_y^{\,2} = {}_k\sigma_y^{\,2} + r_k^{\,2} \frac{{}_k\sigma_y^{\,2}}{{}_k\sigma_x^{\,2}}({}_n\sigma_x^{\,2} - {}_k\sigma_x^{\,2})$$

On compare ${}_n\hat{\sigma}_y$ et ${}_k\sigma_y$ et on retient la plus forte des deux valeurs.

L'efficacité E de la corrélation est donnée par la formule:

$$E = 1 + (1 - \frac{k}{n})\frac{1-(k-2)r_k^2}{k-3}$$

Le nombre d'années "efficaces" ou "fictives" d'observations n', dans lesquelles on aurait la même confiance que si elles avaient été réellement faites pendant n', années est donnée par:

$$n' = k / E$$

n' varie de k (aucun gain, car corrélation nulle entre y et x avec r = 0) à n (gain maximal, car liaison fonctionnelle entre y et x avec r = 1).

Exemple

Nous allons appliquer la méthode de la régression linéaire aux séries pluviométriques de Bordj Bou Naama (BBN) et de Souk El Had (SEH). Les données sont présentées dans le tableau VI – 7 :

An	B.B.N.	S.E.H.	An	B.B.N.	S.E.H.	An	B.B.N.	S.E.H.
1926	641,2		1946	1030,3		1972	1213,8	1161,4
1927	659,1		1951	898,7		1973	340,7	177,6
1928	1176,9		1952	1085,4		1974	819,5	451,1
1929	557,1		1953	588,7		1975	391,6	184,6
1930	367,5		1954	953,8		1976	618,8	368
1933	410,5		1955	801,7		1977	720,7	527,1
1934	1014,8		1956	709,8		1978	712,2	521,3
1935	582,1		1957	519,8		1979	699,8	529,8
1936	827,3		1958	620,5		1980	458,5	406
1937	530,4		1959	543,6		1981	570,3	411,3
1939	1125,3		1960	877,8		1982	312,2	362,7
1940	659		1961	398		1984	446,8	312,3
1941	787,7		1962	608,9		1986	758,5	475,2
1942	641,8		1969	1006	819,5	1987	550,5	306,5
1943	780,2		1970	838,5	317,9	1988	522,2	345,5
1944	685,1		1971	826	626,5	1989	416,1	274,4
1945	500,9							

Tableau VI-7 Séries pluviométriques à BBN et SEH

La série de BBN est longue de 49ans, celle de SEH de 19 ans. Nous calculerons le coefficient de corrélation r, les coefficients de la droite de régression b_0 et b_1. Nous allons aussi étendre la série SEH, calculer les paramètres de la série étendue, l'efficacité de l'extension et le nombre d'années efficaces.

Les calculs sont présentés dans le tableau VI - 8:

La première colonne donne l'année de l'observation, la deuxième et la troisième colonnes donnent les pluies (X et Y) à BBN et SEH. Les quatrième et cinquième colonnes donnent les carrés des pluies et la sixième colonne leurs produits.

1	2	3	4	5	6
Années	X(BBN)	Y(SEH)	X^2	y^2	XY
1969	1006	819,5	1012036,0	671580,3	824417,0
1970	838,5	317,9	703082,3	101060,4	266559,2
1971	826	626,5	682276,0	392502,3	517489,0
1972	1213,8	1161,4	1473310,4	1348850,0	1409707,3
1973	340,7	177,6	116076,5	31541,8	60508,3
1974	819,5	451,1	671580,3	203491,2	369676,5
1975	391,6	184,6	153350,6	34077,2	72289,4
1976	618,8	368	382913,4	135424,0	227718,4
1977	720,7	527,1	519408,5	277834,4	379881,0
1978	712,2	521,3	507228,8	271753,7	371269,9
1979	699,8	529,8	489720,0	280688,0	370754,0
1980	458,5	406	210222,3	164836,0	186151,0
1981	570,3	411,3	325242,1	169167,7	234564,4

1982	312,2	362,7	97468,8	131551,3	113234,9
1984	446,8	312,3	199630,2	97531,3	139535,6
1986	758,5	475,2	575322,3	225815,0	360439,2
1987	550,5	306,5	303050,3	93942,3	168728,3
1988	522,2	345,5	272692,8	119370,3	180420,1
1989	416,1	274,4	173139,2	75295,4	114177,8

Tableau VI-8 Calcul des paramètres de la régression linéaire

Les résultats sont présentés dans le tableau VI - 9.

	X	Y	Somme Xi =	12222,7
Moyenne =	643,3	451,5	Somme Yi =	8578,7
Ecart-type =	236,3	230,1	Somme X^2 =	8867750,8
Coefficient de	Corrélation r =	0,868	Somme Y^2 =	4826312,3
Nombre de	couples n =	19	Somme XY =	6367521,2
r =	0,867	b1 = 0,845		bo = -91,89

Tableau VI-9 Résultats de la régression linéaire

L'équation de la droite de régression est donnée dans la figure VI – 15 .

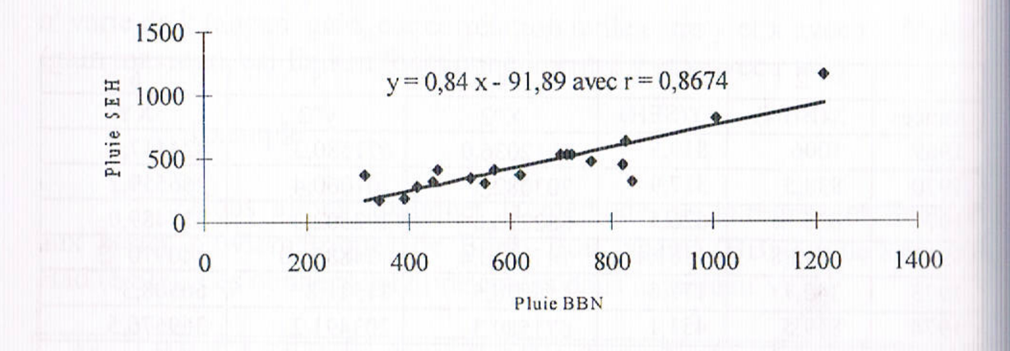


Figure VI-15 La droite de régression entre la série BBN et SEH

Pour étendre la série pluviométrique de SEH on calcule $\bar{x}_k, \bar{y}_k, \bar{x}_{n,k}, \sigma_{y,k}, \sigma_{x,n}, \sigma_{x,k}, \sigma^2_{y,k}, \sigma^2_{x,n}, \sigma^2_{x}, \hat{y}_n, \hat{\sigma}_y$, et les $\hat{y}_j$.

Les résultats sont les suivants:

coef corr =	0,867		
moyXk =	643,3	ec-type Xk =	236,28
moyYk =	451,5	ec-type Yk =	230,09
var Xk =	55827,10	Moy Xn =	689,93
var Yk =	52941,05	Var Xn =	51770,42
moy Yn estimée=	490,90	ec-type Xn =	227,53
var Yn estimée =	50046,43		
efficacité E =	0,549	n ' =	34,62

Tableau VI-10 Calcul des paramètres de l'extension des séries

An	Pluie	An	Pluie	An	Pluie	An	Pluie	An	Pluie	An	Pluie
1943	567,2	1953	405,4	1959	367,3	1971	626,5	1977	527,1	1984	312,3
1944	486,8	1954	713,8	1960	649,6	1972	1161,4	1978	521,3	1986	475,2
1945	331,2	1955	585,3	1961	244,3	1973	177,6	1979	529,8	1987	306,5
1946	778,4	1956	507,7	1962	422,5	1974	451,1	1980	406	1988	345,5
1951	667,3	1957	347,2	1969	819,5	1975	184,6	1981	411,3	1989	274,4
1952	825,0	1958	432,3	1970	317,9	1976	368	1982	362,7		

Tableau VI-11 Série des 35 années de pluies reconstituées

E - LA PRÉCIPITATION MOYENNE

L'analyse des pluies sur une zone d'étendue variable, de quelques kilomètres carrés, pour l'étude d'un projet d'assainissement urbain par exemple, à plusieurs milliers, pour une étude d'ensemble, ou une évaluation de crues à attendre dans un barrage, nécessite l'étude des relevés aux différents postes pluviométriques du bassin.

On part de la pluie ponctuelle et on admet que celle-ci est représentative de celle tombée sur une zone plus ou moins étendue autour de la station.

La légitimité de cette hypothèse dépend:

1- des caractéristiques météorologiques de l'averse,
2- de la topographie de la région.

On doit examiner ces paramètres avant toute étude. Cependant la variabilité dûe à ces paramètres tend à diminuer avec la longueur des séries pluviométriques.

Quatre méthodes sont très souvent utilisées pour calculer la moyenne pluviométrique d'une région:

1- la moyenne arithmétique ;
2- la méthode de Thiessen ;
3- la méthode analytique ;
4- la méthode des isohyètes.

1 - La moyenne arithmétique :

Une simple moyenne arithmétique de n postes, intéressant une surface S, peut être une estimation valable de la lame d'eau tombée sur S, si le réseau est à la fois dense et bien réparti et si la pluviométrie est homogène.

$$\overline{P} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} P_i$$ où P_i = précipitation au poste i

n = nombre total de postes pluviométriques

Cependant cette méthode peut donner des résultats médiocres, même dans une région de pluviosité homogène, car une averse particulière peut avoir une distribution spatiale hétérogène. A l'échelon mensuel ou annuel, des compensations peuvent se produire. Toutefois, si la densité des postes n'est pas homogène, la moyenne arithmétique avantagera les zones à forte densité de postes pluviométriques. Les zones montagneuses étant les plus arrosées et bénéficiant de plus de postes pluviométriques (pour mesurer la variabilité des précipitations dûe au relief); la moyenne arithmétique tendrait à surestimer assez souvent la lame d'eau précipitée.

2 - La méthode de Thiessen :

C'est une méthode arithmétique dans laquelle on attribue à chaque pluviomètre un poids proportionnel à une zone d'influence définie géométriquement. Cette méthode ne tient compte que de la distribution spatiale en plan des stations pluviométriques. Elle ne tient compte ni de la topographie, ni d'autres facteurs qui pourraient influencer la distribution spatiale de la pluie.

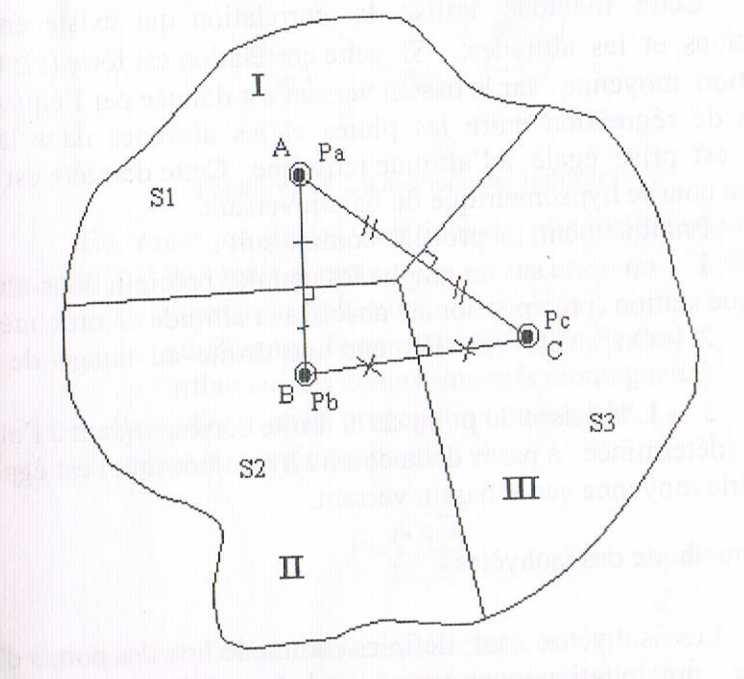


Figure VI-16 La méthode de Thiessen

Soit un bassin pourvu de trois pluviomètres (figure VI - 16) A, B, C. Les pluies mesurées sont respectivement P_A, P_B, P_C. On joint AB, BC, et CA. On trace les médiatrices de ces trois segments, elles sont concourantes et partagent le bassin en 3 zones I, II, et III. D'après la propriété de la médiatrice, un point situé dans la zone I est plus proche du pluviomètre A que des pluviomètres B ou C. Si S_1, S_2 et S_3 sont les

surfaces des zones I, II et III respectivement et S la surface totale, la pluie moyenne $\overline{P}$ sur le bassin sera, d'après Thiessen:

$$\overline{P} = \frac{P_A S_1 + P_B S_2 + P_C S_3}{S}$$

En zone de pluviosité homogène, la délimitation par les médiatrices interpostes est bonne ; par contre, en zone de pluviosité non homogène, la densité des postes doit être telle que les zones d'influence déterminées par les médiatrices sont suffisamment petites pour pouvoir être considérées comme homogènes du point de vue de la pluviosité.

3 - La méthode analytique

Cette méthode utilise la corrélation qui existe entre les précipitations et les altitudes. Si cette corrélation est forte ($r \geq 0,7$), la précipitation moyenne sur le bassin versant est donnée par l'équation de la droite de régression entre les pluies et les altitudes dans laquelle l'altitude est prise égale à l'altitude moyenne. Cette dernière est tirée à partir de la courbe hypsométrique du bassin versant.

Pratiquement, on procède comme suit :

1 - on porte sur un graphe les couples précipitations-altitudes pour chaque station (précipitation en abscisse et altitude en ordonnée) ;

2 - On ajuste visuellement une droite au nuage de points obtenu ;

3 - L'abscisse du point de la droite correspondant à l'altitude moyenne (déterminée à partir de la courbe hypsométrique) est égale à la pluviométrie moyenne sur le bassin versant.

4 - La méthode des isohyètes

Les isohyètes sont définies comme le lieu des points d'égale hauteur de précipitation pour une période considérée. Pour tracer de telles courbes, il faut implicitement effectuer des interpolations entre les postes.

En zone de pluviométrie homogène, l'interpolation peut être linéaire. Une attention particulière doit être portée aux orages. La décroissance peut être parabolique au lieu de linéaire.

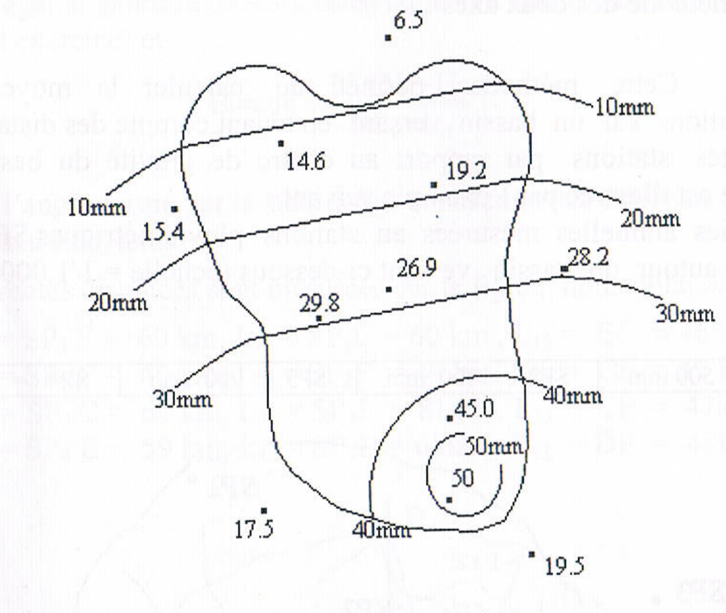


Figure VI-17 La méthode des isohyètes

En zones de fortes variations de pluviosité (essentiellement dûes au relief), il faut tenir compte

- de la variation d'altitude ;
- de la différence d'exposition (effet de Foehn) ;
- de l'influence des écrans (massifs montagneux) ;
- de la direction de propagation de la pluie.

La pluie moyenne est donnée par:

$$\overline{P} = \sum_{i=1}^{n} \frac{S_i \overline{P_i}}{S}$$

où S_i = surface entre deux isohyètes successives,
P_i = pluie moyenne entre deux isohyètes successives.

La méthode des isohyètes, quand elle est utilisée par un hydrologue expérimenté qui tient compte de toutes les informations sur la topographie et les caractéristiques des averses, donne une distribution plus réaliste des pluies, et donc un bien meilleur résultat.

5 - La méthode des deux axes :

Cette méthodes permet de calculer la moyenne des précipitations sur un bassin versant en tenant compte des distances des différentes stations par rapport au centre de gravité du bassin. La méthode est illustrée par l'exemple suivant :
Les pluies annuelles mesurées au stations pluviométriques SPi situées dans et autour du bassin versant ci-dessous (échelle = 1/1.000.000 ème) sont :

SP1 = 1500 mm	SP2 = 1000 mm	SP3 = 900 mm	SP4 = 800 mm

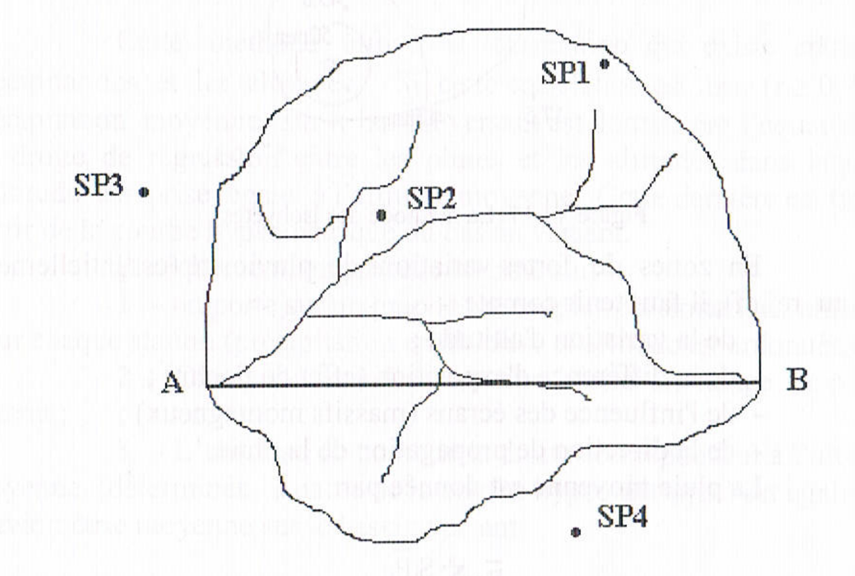


Figure VI – 18 Méthodes des deux axes

On commence par identifier les différentes stations SP1, SP2, …SP4. et tracer le segment de droite AB va de l'exutoire au point le plus éloigné suivant le cours d'eau principal et situé sur la limite du bassin versant. On trace ensuite le premier axe qui est formé par la médiatrice CD du segment AB. CD est appelé l'axe mineur. Le second axe ou axe majeur est la médiatrice EF de l'axe mineur CD.

Le coefficient de pondération de chaque station est égal à

$$Y_i = B_i \Big/ \sum_{i=1}^{k} B_i$$

où k est égal au nombre de stations SP_i qui sont numérotées de 1 à k (1 à 4 dans cet exercice) et

$$B_i = \cos^{-1}\left(\frac{L_{i1}^2 + L_{i2}^2 - L_{i3}^2}{2 \times L_{i1} \times L_{i2}}\right).$$

où Bi est l'angle formé par la station Spi et chacune des extrêmes la plus éloignée des deux axes.

Les différentes distances sont mesurées sur la figure, nous obtenons :

$L_{11} = SP_1E =$ 60 km, $L_{12} = SP_1C =$ 60 km , $L_{13} =$ EC = 46 km
$L_{21} = SP_2C =$ 40 km, $L_{22} = SP_2F =$ 49 km, $L_{23} =$ CF = 47 km
$L_{31} = SP_3C =$ 60 km, $L_{32} = SP_3F =$ 81 km, $L_{33} =$ CF = 47km
$L_{41} = SP_4E =$ 59 km, $L_{42} = SP_4D =$ 68km, $L_{43} =$ DE = 48km

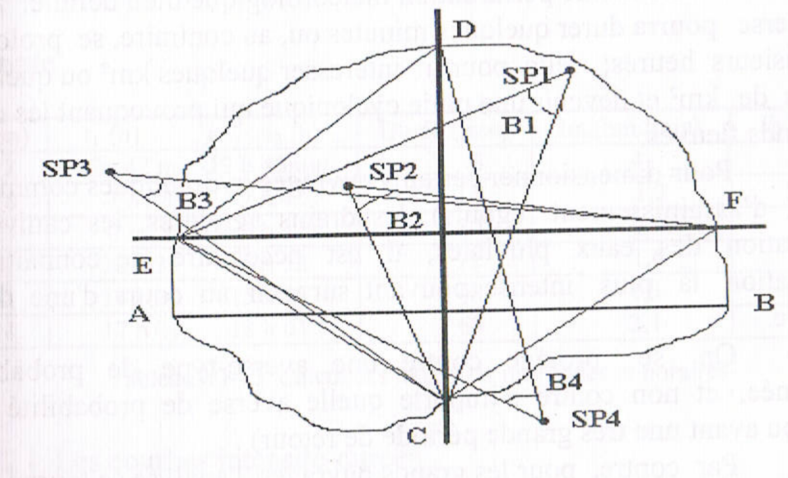


Figure VI – 19 Calcul de la pluie moyenne par la méthodes des deux axes

N°	Station	Li1 (km)	Li2 (km)	Li3 (km)	Bi (°)	Yi	Pi (mm)	PiYi (mm)
1	SP_1	60	60	46	45.08	0.241	1500	362.2
2	SP_2	40	49	47	62.80	0.336	1000	336.4
3	SP_3	60	81	47	35.10	0.188	900	169.2
4	SP_4	59	68	48	43.70	0.234	800	187.3
					Somme = 186.68		Somme = 1055.1	

Tableau VI – 12 Calcul de la pluie moyenne au moyen de la méthode des deux axes

Tableau VI – 12 Calcul de la pluie moyenne au moyen de la méthode des deux axes

La pluie moyenne calculée par la méthode des deux axes est égale à la somme des pluies de chaque pluviomètre P_i multipliées chacune par son coefficient de pondération Y_i. On trouve:

$$\overline{P} = \sum_{i=1}^{k} Y_i P_i = 1055{,}1\,\text{mm}$$

F - L'ANALYSE DES AVERSES

On désigne généralement par "averse" un ensemble de pluies associées à une même perturbation météorologique bien définie. Ainsi une averse pourra durer quelques minutes ou, au contraire, se prolonger sur plusieurs heures; elle pourra intéresser quelques km² ou quelques milliers de km² et devenir une pluie cyclonique qui provoquant les crues des grands fleuves.

Pour dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les réseaux d'assainissement (égouts), les drains agricoles, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales, il est nécessaire de connaître la précipitation la plus intense pouvant survenir au cours d'une durée indéfinie.

On se protège contre une averse-type de probabilité déterminée, et non contre n'importe quelle averse de probabilité très faible (ou ayant une très grande période de retour) .

Par contre, pour les grands ouvrages, l'analyse se tourne vers les averses de plus longue durée. Le choix de l'averse se fait selon plusieurs critères, parmi lesquels les plus importants sont les critères économiques. Toute protection coûte à la communauté. Ce coût et les risques doivent être déterminés et choisis avant de faire le dernier choix hydrologique.

1 - L'intensité

a) L'intensité moyenne (I_m)

C'est la quantité de pluie (Δh) tombée durant l'unité de temps (Δt): I = Δh/ Δt : si entre 13h et 13h 6min il est tombé 12 mm; l'intensité moyenne sera 12/6 = 2 mm/minute.

b) L'intensité horaire (I_h)

C'est la hauteur de pluie qui serait tombée en une heure pour une intensité moyenne donnée. Dans l'exemple précédent, on aurait: intensité horaire = (12 / 6) x 60 = 2mm / min x 60 min / h = 120 mm/h

Exemple

P (mm)	t_1 (h) à	t_2 (h)	Durée (min)	Im (mm/min)	Ih(mm/h)
12	12h 42 min-12 h 45min		3	4	240
18	7 h 28	7 h 42	14	1,3	77
27	0 h 12	0 h 42	30	0,9	54
36	18 h 30	18 h 52	22	1,6	98
62	14 h 24	15 h 12	48	1,3	77
128	17 h 01	18 h 01	60	2,1	128

Tableau VI-13 Calcul des intensités moyennes et horaires

2 - Les courbes intensité-durée

Soit le dépouillement d'un pluviogramme indiqué dans le tableau VI – 13, en guise d'exercice, l'étudiant peut tracer la courbe des pluies cumulées et le hyétogramme associés à ce pluviogramme.

La hauteur maximale de pluie ou l'intensité maximale pendant un intervalle de temps donné est trouvée en calculant les totaux successifs de pluie pendant l'intervalle considéré, en partant du début de l'averse et en décalant chaque fois d'un pas de temps égal à celui du pluviogramme. Ainsi, si l'intervalle de temps est 30 minutes, on a 11,7 mm pendant les 30 premières minutes et allant de 0 min à 30 min; 16,7 mm, de 5 min à 35 min; 21,5 mm, de 10 min à 40 min etc. La hauteur maximale de pluie tombée en 30 min est de 35,8 mm entre 60 et

90 min, correspondant à une intensité horaire de 35,8/0,5 h soit 71,6 mm/h.

T (min)	P (mm)	P cumulée	P 30 (mm)	I 30 (mm/h)	P 60 (mm)	I 60 (mm/h)	P 120 (mm)	I 120 (mm/h)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	0						
5	0,2	0,2						
10	3,4	3,6						
15	1	4,6						
20	0,4	5						
25	1,9	6,9						
30	4,8	11,7	11,7	23,4				
35	5	16,7	16,7	33,4				
40	5	21,7	21,5	43				
45	5,1	26,8	23,2	46,4				
50	1,6	28,4	23,8	47,6				
55	3,1	31,5	26,5	53				
60	6,6	38,1	31,2	62,4	38,1	38,1		
65	3,6	41,7	30	60	41,7	41,7		
70	3,9	45,6	28,9	57,8	45,4	45,4		
75	3,6	49,2	27,5	55	45,6	45,6		
80	5,4	54,6	27,8	55,6	50	50		
85	7,6	62,2	33,8	67,6	57,2	57,2		
90	5,1	67,3	35,8	71,6	60,4	60,4		
95	4,4	71,7	33,6	67,2	60	60		
100	2,5	74,2	32,5	65	57,5	57,5		
105	2,5	76,7	31,1	62,2	55	55		
110	2,2	78,9	29,7	59,4	52,1	52,1		
115	1,5	80,4	25,8	51,6	52	52		
120	0,9	81,3	19,1	38,2	49,8	49,8	81,3	40,7
125	0,9	82,2	14,9	29,8	44,1	44,1	82,2	41,1
130	1,2	83,4	11,7	23,4	41,7	41,7	83,2	41,6
135	0,3	83,7	9,5	19	38,1	38,1	80,1	40,1
140	0,1	83,8	7,1	14,2	34,6	34,6	79,2	39,6
145	0,2	84	5,1	10,2	29,4	29,4	79	39,5
150	0,1	84,1	3,7	7,4	21,9	21,9	77,2	38,6

Tableau VI-14 Calcul des intensités maximales

Le tableau VI-14 montre les hauteurs maximum et les intensités pour des intervalles de temps de 30 minutes, 1 heure et 2 heures.

On peut voir, sur le graphe Intensité-Durée de la figure VI–18 que plus l'intervalle de temps s'accroît, plus l'intensité décroît.

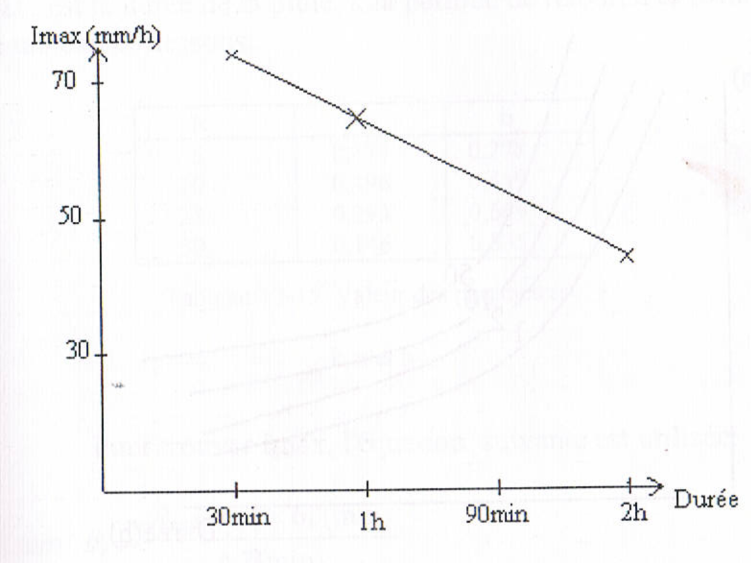


Figure VI-20 Courbe intensité-durée

3 - Les courbes intensité-durée-fréquence (I.D.F)

On considère ici toutes les averses tombées sur une station pluviométrique, durant une période aussi longue que possible. Pour chaque averse, on détermine le tableau Im en fonction de Δt. On choisit pour chaque année et pour chaque Δt le Imax (l'intensité horaire maximale).

Les séries d'observations pour chaque Δt doivent être suffisamment longues pour permettre de déterminer les périodes de retour expérimentales : $T=\frac{1}{FD}=\frac{N}{i-0,5}$, où T = période de retour, FD = fréquence au dépassement, N = longueur de la série d'observations et i = rang. On peut aussi (ce qui est préférable) ajuster une (ou des) loi(s) statistique(s) et en tirer les périodes de retour pour chaque Δt.

Ensuite, pour chaque Δt, on porte sur un graphe, en ordonnées, les I max des périodes de retour 1, 2, 10 et 50 ans par exemple. On joint ensuite les points d'égale fréquence (ou période de retour) pour obtenir les courbes intensité-durée-fréquence (IDF)

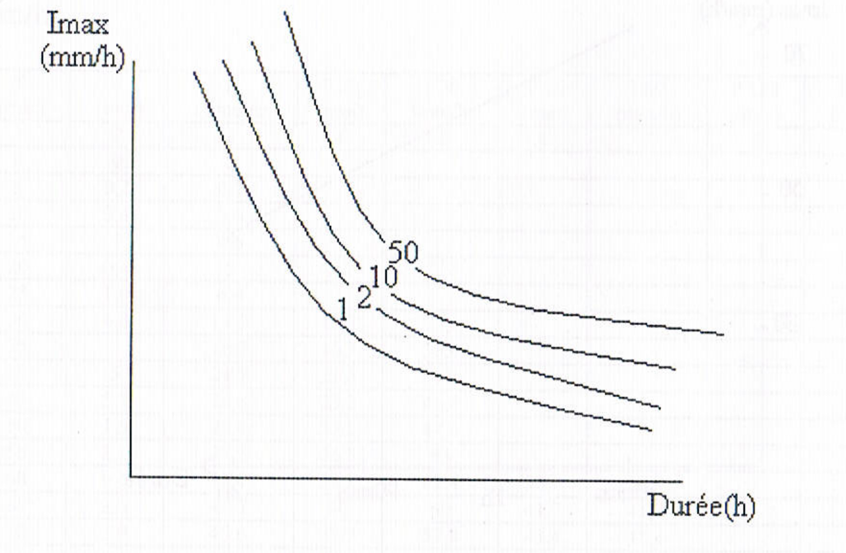


Figure VI-21 Courbes IDF

Il a été prouvé que, pour une période de retour déterminée, chacune de ces courbes est de la forme:

$$I_{max} = \frac{a}{(b+t)^n} \quad \text{(Imax en mm/h)}$$

pour une période de retour T = 1/FD donnée, où t = Δt, intervalle de référence ou durée de l'averse-type. a, b et n, qui ne sont valables que pour une station considérée et un temps de récurrence choisi, peuvent être déterminés par la méthode des moindres carrés.

Par ailleurs, les hauteurs de pluies de durées de 10 et 30 minutes pour une période de retour donnée sont obtenues par interpolation d'après les hauteurs de pluies de durées de 5, 15 et 60 minutes pour la même période de retour.

$$P_{10\,min} = 0{,}41 P_{5\,min} + 0{,}59 P_{15\,min} \quad \text{(IV-3-1)}$$
$$P_{30\,min} = 0{,}51 P_{15\,min} + 0{,}49 P_{60\,min} \quad \text{(P en mm)} \quad \text{(IV-3-2)}$$

Pour des périodes de retour autres que 2 et 100 ans et la même durée, l'équation suivante est utilisée:

$$P_{\Delta T,K} = aP_{\Delta T,2ans} + bP_{\Delta T,100ans} \quad \text{(IV-3-3)}$$

où Δt est la durée de la pluie, k la période de retour, a et b étant donnés par le tableau ci-dessous:

K	a	b
5	0,674	0,278
10	0,496	0,449
25	0,293	0,669
50	0,146	0,835

Tableau VI-15 Valeur des paramètres

k, a et b

Pour trouver Imax, l'équation suivante est utilisée:

$$I_{max}(mm/h) = \frac{P_{\Delta T}(mm) \times 60(\text{min})}{\Delta T(\text{min})}$$

Exemple

Sachant que, pour une ville donnée, on a:

$P_{2;15} = 25{,}9$ mm; $P_{100;15} = 47{,}2$ mm;

$P_{2;60} = 47{,}0$ mm et $P_{100;60} = 96{,}5$ mm;

déterminer la hauteur de pluie de durée 30 minutes et de période de retour 25 ans .

La solution est la suivante :

eqIV-3-1 :

$P_{2;30} = 0{,}51\ P_{2;15} + 0{,}49\ P_{2;60} = 0{,}51 \times 25{,}9 + 0{,}49 \times 47 = 36{,}24$ mm

eqIV-3-2:

$P_{100;30} = 0{,}5\ P_{100;15} + 0{,}49\ P_{100;60} = 0{,}51 \times 47{,}2 + 0{,}49 \times 96{,}5 = 71{,}36$ mm

On utilise maintenant l'équation IV-3-3 avec les coefficients a = 0,293 et b = 0,669 pour trouver la hauteur de pluie de durée 30min et de période de retour 25 ans (k = 25)

$$P_{25;30} = 0{,}293 \times P_{2;30} + 0{,}669 \times P_{100;30}$$
$$= 0{,}293 \times 36{,}24 + 0{,}669 \times 71{,}36 = 58{,}36 \text{ mm .}$$

4 - Les courbes hauteur-surface-durée (H.S.D.)

L'analyse fréquentielle des précipitations sur une surface n'a pas été aussi bien développée que l'analyse des précipitations ponctuelles. En l'absence d'informations sur la vraie probabilité de distribution des précipitations sur une surface, les estimations pour les précipitations ponctuelles sont extrapolées pour trouver la précipitation moyenne sur une surface donnée. On doit tenir compte, lors de cette extrapolation, du fait que les stations pluviométriques sont quelquefois proches du centre de l'averse, parfois proches de son extrémité, parfois entre les deux.

Cette démarche aboutit à des courbes donnant la précipitation sur une surface en fonction d'une précipitation ponctuelle telle que montré dans la figure VI - 20.

Les relations hauteur-surface pour différentes durées sont développées par une analyse hauteur-surface-durée dans laquelle des cartes isohyètes sont préparées pour chaque durée, à partir des tables des pluies maximales de durée n heures enregistrées dans une région où le réseau pluviométrique est dense.

Sur ces cartes, la surface comprise entre deux isohyètes est mesurée et un graphique donnant la précipitation moyenne en fonction de la surface est réalisé pour chaque durée.

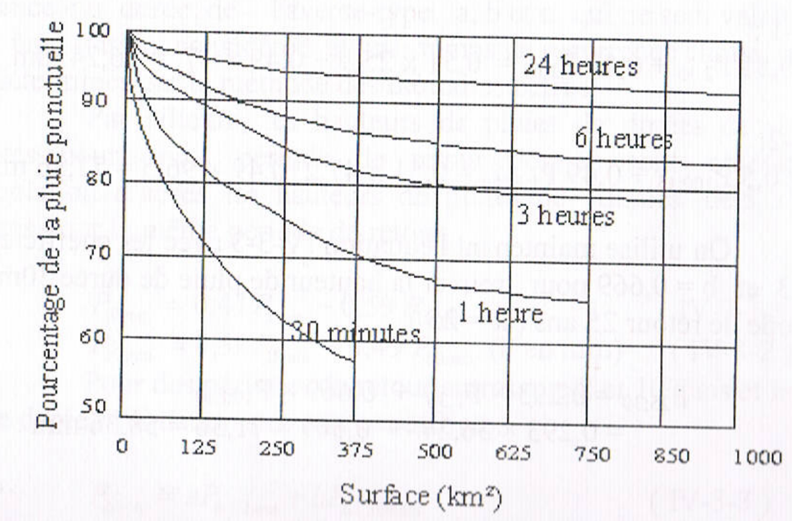


Figure VI-22 Courbes HDS

G - BIBLIOGRAPHIE

Spiegel, M.R. (1961) : *Statistics,* Shaum Publishing Company, New York.

Langbein, Kathleen, T. Iseri (1961) : *General Introduction and Hydrologic Definitions, Manual of Hydrology, Part 1, General Surface Water Techniques*, United States Government Printing Office, Washington, D.C.

Roche M. (1963) : *Hydrologie de Surface,* Gauthier-Villars éd. Paris.

Gilman, CS (1964 : *Rainfall,* section 9 in *Handbook of Applied Hydrology,* VT Chow Editor, Mc Graw Hill Book Company, New York.

Selby, S.H., Girling,B. (1965) : *Standard Mathematical Tables,* The Chemical Rubber Company, Ohio, U.S.A..

Rainbird, A.F. (1967) : *Methods for Estimating Areal Average Precipitation,* World Meteorological Organization, International Hydrologic Decade, Report N°3, Genève, Suisse.

Pacé, P. et Cluzel R. (1969) : *Statistiques et Probabilités,* Librairie Delagrave, Paris.

Sari Ahmed, A. (1969) : *Synthesis of Sequences of Summer Thunderstorms Volumes for the Atterbury Watershed in Tucson Area,* University of Arizona, Tucson, U.S.A.

(1969), *Hydrologic Design for Highway Drainage in Arizona,* Arizona Highway Department, Bridge Division.

Viallet, F., (1970) : *Statistiques et Recherche Appliquée,* Chotard et Associés ed. Paris.

Grisoni, M., Decroux, J. (1972) : *Cours d'Hydrologie Superficielle, Initiation à l'Hydrologie,* S.E.S , Secrétariat d'Etat à l'Hydraulique, Alger.

Arléry R., Grisollet H. et Guilmet B. (1973) : *Climatologie, Méthodes et Pratiques,* Gauthier-Villard Editeur, Paris.

Dubreuil, P. (1974) : *Initiation à l'Analyse Hydrologique,* Masson et Cie éd. Paris.

Bobee, B. (1978) : *Techniques d'Echantillonnage,* Cours N° 302.

Laborde, J.P. (1982) : *Eléments d'Hydrologie de Surface,* Institut National Polytechnique de Lorraine, France.

Laborde, J.P., (1982) : *Notions Fondamentales de l'Hydrologie Urbaine,* ??

Laborde, J.P., (1982) : *Tests Statistiques,* ???

Linslay, R.K., Kohler, Paulhus (1982) : *Hydrology for Engineers,* Mc Graw Hill Company, New York.

Wilson, E.M. (1985) : *Engineering Hydrology,* Mac Millan Publishers Ltd, London.

Mc Mahon T.A., Mein, R.G. (1986) : *River and Reservoir Yield,* Water Resources Publications, Littleton, Colorado 80161, U.S.A.

Réméniéras, G. (1986) : *L'Hydrologie de l'Ingénieur,* éd. Eyrolles, Paris.

Baillargeon, G. (1990) : *Méthodes Statistiques de l'Ingénieur,* Les Editions S.M.G., Trois Rivières, Québec, Canada.

VII

L'ÉVAPORATION ET LA TRANSPIRATION

A - L'ÉVAPORATION

La notion d'évaporation est importante dans les études de bilan hydraulique ou d'évaluation des ressources en eau.

Elle affecte les débits à partir d'un bassin versant, le dimensionnement des réservoirs de barrages, le dimensionnement d'un réseau d'irrigation, etc.

L'eau s'évapore à partir de la surface de la terre, d'un sol nu ou d'un sol couvert de végétation ; elle s'évapore aussi à partir des arbres et des plantes, de surfaces imperméables comme les toits des maisons ou des routes, des surfaces d'eau stagnante ou des cours d'eau.

L'intensité de l'évaporation varie avec la couleur et les propriétés réflectives des surfaces concernées, ainsi qu'avec l'exposition aux radiations solaires.

Dans les climats tempérés l'évaporation varie entre 600 mm par an à partir des surfaces d'eau et 450 mm/an à partir des surfaces de sol. En Algérie (au Sud du pays, en particulier), ces chiffres peuvent atteindre respectivement 2500 mm/an et 1000 mm/an.

L'évaporation est la conversion de l'eau de l'état liquide à l'état de vapeur. Cette conversion nécessite une absorption d'énergie évaluée à 600 calories par gramme d'eau évaporée. C'est pourquoi l'évaporation est plus intense sous les radiations directes du soleil. Les nuages réduisent l'intensité des radiations solaires et, par conséquent, l'évaporation. Celle-ci diminue aussi beaucoup pendant la nuit.

Le vent est aussi un facteur qui favorise l'évaporation. Il déplace les couches d'air saturées qui sont prés de la surface de l'eau ou du sol pour être remplacées par des couches d'air plus sec, donc plus capable d'absorber de la vapeur d'eau.

L'humidité de l'air joue également un rôle dans l'évaporation. Plus l'air est humide et moins il est apte à absorber de l'humidité supplémentaire. Enfin, plus la température de l'air est élevée plus l'évaporation est intense .

B - LA TRANSPIRATION

Toutes les plantes ont besoin d'eau pour leur croissance. Seulement une infime partie de l'eau absorbée par la plante reste dans le corps de la plante. La plus grande quantité de l'eau passe à travers la racine, la tige ou le tronc et est transpirée dans l'atmosphère via les feuilles des plantes. C'est la transpiration.

Sur le terrain, il est pratiquement impossible de faire la différence entre l'évaporation et la transpiration. C'est pourquoi les deux phénomènes sont regroupés sous le nom d'évapotranspiration.

La disponibilité de l'eau est un important facteur, car si l'eau est toujours disponible en abondance, la transpiration sera plus importante que lorsqu'il y a une restriction sur l'eau disponible. C'est pourquoi on distingue entre l'évapotranspiration potentielle, quand il n'y a pas de restriction sur les quantités d'eau disponibles, et l'évapotranspiration réelle, quand ces restrictions existent. La plupart des méthodes de calcul donnent l'évapotranspiration potentielle.

C - MESURE DE L'ÉVAPORATION

Chaque fois que cela est possible, il est préférable de procéder à des mesures de l'évaporation. L'instrument utilisé pour cela est le bac. L'évaporation mesurée dans le bac ne reflète qu'imparfaitement l'évaporation à partir d'une grande étendue d'eau (lac ou réservoir d'un barrage par exemple). Il est important d'implanter les bacs dans des conditions climatiques les plus voisines possibles de celles du site pour lequel on désire connaître l'évaporation. Les principaux bacs adoptés à travers le monde sont:

1 - Bacs enterrés :

a) Bac de Young couvert

Circulaire, de diamètre égal à 0,61m et de profondeur 0,90 m, couvert par une grille métallique dont les éléments ont une section de 6 mm.

b) Bac Colorado

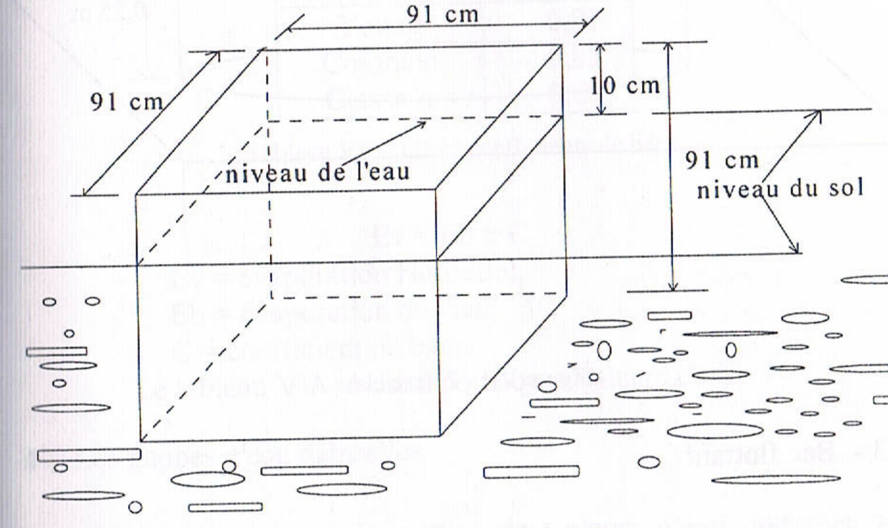


Figure VII-1 Bac Colorado

Carré de 0,91m de coté et de profondeur variant entre 0,46 et 0,91m. Il est enterré de façon telle que le rebord est à 10 cm au dessus du sol. L'eau est sensiblement au niveau du sol.

c) Bac de l'O.R.S.T.O.M.

Ses caractéristiques sont voisines de celles du bac Colorado, carré de 1m de coté et de 0,60m de profondeur.

2 - Bac posé sur le sol:

a) Bac classe A

Il est circulaire, de 1,20 m de diamètre et de 0,25 m de profondeur, en tôle galvanisée non peinte, et posé sur un socle laissant circuler l'air librement. Ce bac, largement utilisé, et a été préconisé à l'échelon international.

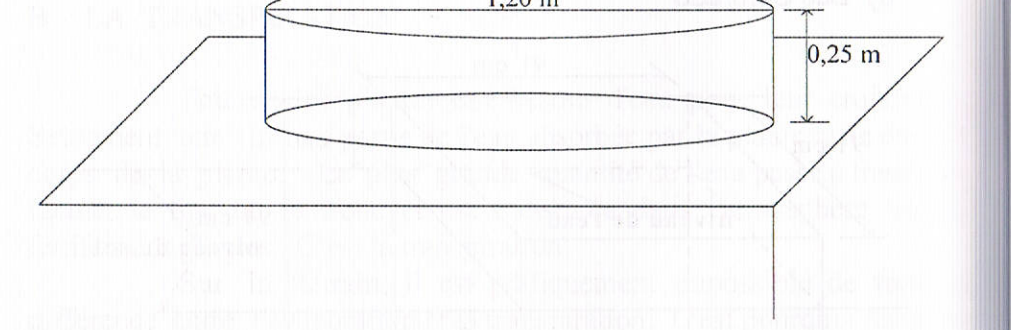


Figure VII - 2 Bac class A

3 - Bac flottant

Il est le plus significatif, lorsqu'il s'agit de déterminer l'évaporation à partir d'un plan d'eau, mais son exploitation est particulièrement difficile (mesure du niveau de l'eau délicate, projection d'eau possible à l'intérieur ou l'extérieur du récipient).

Pour mesurer la hauteur d'eau évaporée depuis le moment de la mesure précédente, on verse un volume d'eau connu jusqu'à atteindre le niveau fixé.

Lorsqu'il a plu entre deux mesures consécutives et que la hauteur de pluie est connue (à partir d'un pluviomètre voisin), on retranche du bac une hauteur d'eau égale à celle de la pluie.

Quel que soit le type de bac utilisé, il y a lieu de le protéger contre les insectes, les batraciens, les animaux fouineurs, les animaux sauvages ou domestiques susceptibles de boire une quantité importante d'eau, des oiseaux, etc. Il ne faut pas oublier que la protection du bac doit perturber le moins possible les conditions naturelles et, en particulier, respecter l'influence du vent.

La petite capacité et la faible profondeur des bacs en comparaison avec les lacs, rivières et réservoirs de barrages ainsi que leur localisation sur le sol font que l'évaporation à partir des bacs est plus importante que sur les lacs; c'est pourquoi on applique un coefficient à l'évaporation à partir du bac, coefficient qui varie de 0,69 à 0,91:

Type de bac	C
Young	0,91
Colorado	0,83
Classe A	0,69

Tableau VII - 1 Les coefficients de bacs

$$Ev = Eb \times C$$

Ev = évaporation naturelle;
Eb = évaporation du bac;
C = coefficient du bac.

Le tableau VII - 1 donne quelques valeurs de C.

4 - Les nappes d'eau naturelles

Les mesures à partir de plans d'eau naturels sont indispensables si l'on veut obtenir des coefficients permettant de passer de l'évaporation mesurée sur les bacs à celle des réservoirs naturels.

Il y a lieu pour cela d'établir le bilan hydrologique complet du lac ou de la retenue étudiée, sur une période déterminée. L'équation du bilan est :

$$E = Va + Vp - Ve - Vi - Vs$$

où E = Volume évaporé,
Va = Volume reçu par le réservoir ;
Vp = Volume apporté par les précipitations ;
Ve = Volume évacué par l'exutoire ;
Vi = Pertes par infiltration ;
Vs = Stockage ou destockage pendant la période (différence entre le volume en début de période et le volume en fin de période).

Il existe également des moyens indirects pour déterminer l'évaporation. Il s'agit de la méthode du bilan énergétique.

Il y a lieu de mentionner que devant l'importance économique de l'évaporation dans certaines régions du globe, de nombreuses recherches ont été entreprises dans le but de réduire l'évaporation à partir des retenues d'eau.

Une des méthodes consiste à répandre un film monomoléculaire d'une substance peu évaporante sur le plan d'eau.

Cependant, si l'action d'un film monomoléculaire sur un plan d'eau parfaitement calme est efficace, il n'en est pas de même lorsque la surface traitée est agitée par les vagues, même de faible amplitude. La réduction de l'évaporation par ce procédé ne dépasse pas 20 à 30 %.

D - LA MESURE DE LA TRANSPIRATION

Les procédés de mesure de la transpiration des plantes peuvent être classés en trois catégories:

- Mesure directe de la vapeur d'eau restituée à l'atmosphère,
- Mesure du changement du poids de la plante et du terrain qui l'alimente (lysimètre à bascule),
- Mesure de la quantité d'eau nécessaire à une plante pour assurer sa croissance et sa transpiration (lysimètre normal).

Le lysimètre, qui est l'appareil de mesure de la transpiration des plantes, est une cuve étanche enterrée à parois verticales. Elle est ouverte en sa partie supérieure et remplie de la terre que l'on veut étudier, jusqu'à 10cm de son bord supérieur. La surface du sol est ainsi soumise aux agents atmosphériques (mesurés dans une station météorologique voisine), y compris la pluie. Le sol contenu dans le lysimètre est à un niveau bien déterminé. L'eau de drainage est recueillie et mesurée. L'humidité du sol est mesurée par pesée ou par sondage du sol. On peut alors résoudre l'équation:

$$E = P - Q - \Delta R$$

E = évaporation
Q = eau restitué par drainage
P = précipitation
ΔR = quantité d'eau accumulée dans le lysimètre.

De nombreuses mesures ont permis de constater

1 - des variations diurnes

Nulle pendant la nuit, la transpiration des plantes se développe le jour en fonction du pouvoir évaporant de l'atmosphère et de l'intensité des radiations solaires,

2 - des variations saisonnières

La transpiration augmente avec la croissance des feuilles, puis cesse à la chute de ces dernières ;

3 - des variations interannuelles

Comme pour les variations de l'évaporation à partir d'une nappe libre, les variations de la transpiration suivent sensiblement les variations climatiques.

Etant donné que dans la plupart des cas le sol est couvert partiellement de végétation, il faut donc ajouter à la quantité d'eau évaporée à partir du sol la quantité correspondant à la transpiration des plantes.

On donne ci-dessous des valeurs de l'évapotranspiration (Etp) annuelle pour quelques plantes:

maïs	900 mm	riz	2 000 mm
fourrage	800 mm	palmier	2 400 mm
orge	700 mm	oranger	900 mm
pomme de terre	600 mm	vigne	1 200 mm
coton	900 mm	mauvaises herbes	300 à 600 mm

Tableau VII - 2 Valeurs de l'évapotranspiration annuelle pour quelques plantes

E - LES FORMULES

1 - Les formules de calcul de l'évapotranspiration réelle

a) La formule de Turc :

Où: Etr = évapotranspiration réelle en mm/an,
P = Pluie annuelle en mm,
t = température moyenne annuelle.

b) La formule de Penman :

$$E = 0{,}22.10^{-3}(q_s - q)(0{,}93 + \mu_2)$$

où : E = évapotranspiration en kg par m² et par jour à partir d'une nappe d'eau libre de faible profondeur,

q_s = taux d'humidité de l'air, en pour-cent, lorsque celui-ci est saturé à la température de l'eau,

q = taux d'humidité de l'air, en pour-cent mesuré au dessus de la surface de l'eau,

μ_2 = vitesse du vent en m/s à 2 m du sol.

2 - Les formules de calcul de l'évapotranspiration (Etp) potentielle

a) La formule de Thornthwaite pour l'Etp mensuelle

Les études de Thornthwaite ont porté sur ce qu'il appelle l'évapotranspiration potentielle, définie comme l'évapotranspiration à partir d'une surface qui serait suffisamment approvisionnée en eau pour permettre l'évaporation de la quantité maximale d'eau permise par les conditions climatiques.

Elle s'oppose à l'évapotranspiration réelle qui mesure l'évapotranspiration à partir d'une surface compte tenu de son état d'humidité. La formule de Thornthwaite est :

$$Etp = 1{,}6\ (10\,t / I)^a . K$$

où: Etp = évapotranspiration mensuelle en mm,
t = température moyenne mensuelle,
I = Indice thermique annuel soit la somme des indices de chaleur mensuels $I = \sum_1^{12} i$

avec $i = (t/5)^{1{,}514}$;
$a = (1{,}6 / 100)\,I + 0{,}5$
et K = coefficient d'ajustement mensuel

b) La formule de Turc pour l'Etp mensuelle :

$$Etp = 0{,}4 \frac{t}{t+15}(\,Ig + 50\,)\,K$$

où : Ep= évapotranspiration mensuelle en mm,
t= température moyenne mensuelle de l'air en °C,
Ig = radiation globale moyenne mensuelle reçue au sol en calories/cm²/jour,
K = Coefficient égal à 1 si l'humidité relative h_r est supérieure à 50%, sinon $K=1+(50 - h_r)/ 70$
Ig = Ig A (0,18 + 0,62 h/H),
où: Ig A = radiation globale théorique en calories/cm²/jour,
H = durée théorique des jours du mois en heures,
h = durée d'insolation en heure/mois,
Ig A = 1035 - 9,076 Lat + (7,050 Lat + 49,90) Cos (29.92 i - 182,5),
H = 362,7 + 0,2101 Lat + (4,085 Lat - 80,99) Cos (30,01 i - 188,9),
(l'angle après le cosinus est exprimé en degré)
i = numéro du mois (5 pour mai et 12 pour décembre par exemple),
Lat = latitude du point considéré en degrés et minutes.

F - BIBLIOGRAPHIE

Veihmeyer, F.J. (1964) : *Evapotranspiration,* section II in *Handbook of Applied Hydrology,* V.T. Chow editor, Mac Graw Hill Book Company, New York.

Grisoni, M., Decroux, J. (1972) : *Cours d'Hydrologie Superficielle, Initiation à l'Hydrologie,* S.E.S , Secrétariat d'Etat à l'Hydraulique, Alger.

Arléry R., Grisollet H., Guilmet B. (1973) : *Climatologie, Méthodes et Pratiques,* Gauthier-Villard Editeur, Paris.

Linslay, R.K., Kohler, Paulhus (1982) : *Hydrology for Engineers,* Mc Graw Hill Company, New York.

Wilson, E.M. (1985) : *Engineering Hydrology,* Mac Millan Publishers Ltd, London.

Réménièras, G. (1986) : *L'Hydrologie de l'Ingénieur,* éd. Eyrolles, Paris.

VIII

L'INFILTRATION

A - DÉFINITIONS

Au cours d'une averse de durée suffisamment longue et d'intensité constante, les eaux se répartissent comme suit:

- interception par la végétation,
- précipitation sur les surfaces d'eau libres,
- accumulation dans les dépressions,
- ruissellement ou écoulement superficiel,
- recharge de l'humidité du sol,
    - écoulement hypodermique,
- écoulement souterrain et recharge des nappes aquifères.

Le diagramme schématique de la figure VIII - 1, donne une idée de cette répartition:

Les précipitations sur la surface du cours d'eau constituent les premiers accroissements du débit du cours d'eau. Leur quantité augmentera lorsque le niveau du cours d'eau monte et, par conséquent, lorsque la surface du cours d'eau augmente.

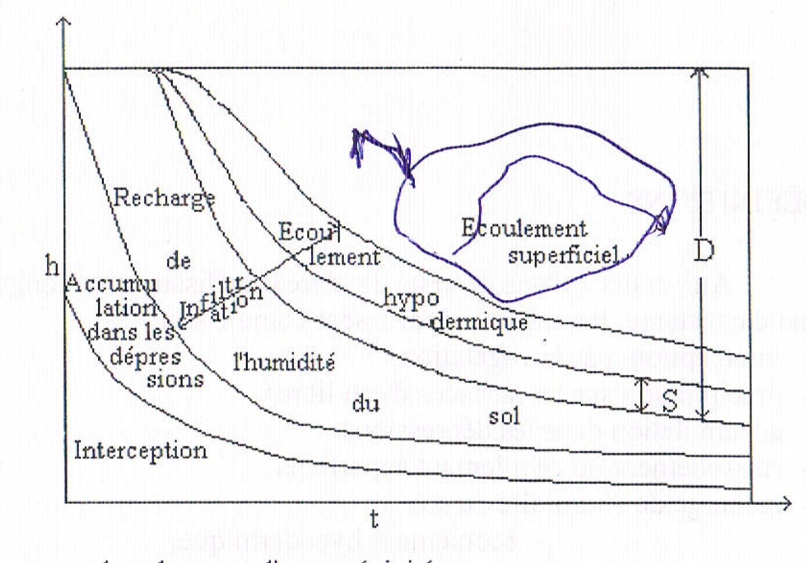
Les interceptions sont les quantités d'eau retenues par la végétation et son feuillage. Elles sont importantes au début de l'averse, en particulier en été et lorsque la végétation est dense. Les quantités d'eaux interceptées diminuent rapidement avec le temps, car la capacité de stockage de l'eau de la végétation est faible.

Les accumulations dans les dépressions sont satisfaites rapidement, vu la faiblesse de leur volume.

En dehors du cas d'averse très intense, la plus grande partie du déficit du sol en humidité est satisfaite avant que l'on n'observe l'écoulement de surface.

L'eau qui s'infiltre dans le sol est retenue par le sol jusqu'au comblement de son déficit en eau. Le surplus s'écoule soit vers le cours d'eau sous forme d'écoulement hypodermique, soit vers la nappe phréatique, ce qui constitue ce qu'on appelle la recharge de la nappe.

L'écoulement superficiel est nul au départ, il augmente faiblement ensuite, puis rapidement pour atteindre une proportion constante des précipitations.



h = hauteur d'eau précipitée
t = temps ecoulé depuis le début de l'averse,
S = écoulement souterrain,
D = débit à l'exutoire,

Figure VIII - 1 Répartition de l'eau de pluie

L'exemple de la figure VIII - 1, ne représente qu'un cas parmi une infinité d'autres, car il ne faut pas oublier que chacune des grandeurs décrite plus haut varie d'une manière différente dans le temps et dans l'espace.

Comme on le voit dans la figure VIII - 1, l'infiltration peut constituer une partie importante des précipitations qui pénètre dans le sol. Elle affecte plusieurs aspects de l'hydrologie. Elle influence le débit, qui est différent selon que le sol est perméable ou non. Elle influe certainement sur l'humidité du sol. Elle est liée à l'évaporation à partir des plantes et à partir des sols. L'infiltration se définit comme le processus par lequel les eaux pénètrent dans les couches inférieures du sol avec un mouvement descendant.

A - LA CAPACITÉ D'INFILTRATION

Chaque type de sol a une capacité d'infiltration f différente, et mesurée en mm/h. Un sol graveleux ou sableux absorbe toute la précipitation et ne permet pratiquement pas d'écoulement superficiel avant sa saturation, même au cours d'une très forte averse.

Au contraire un sol argileux résiste à l'infiltration et sa surface reste recouverte d'eau, même sous une faible pluie.

On distingue la capacité d'infiltration réelle de la capacité d'infiltration potentielle, celle-ci étant définie comme étant l'infiltration sans limitation d'apport d'eau à la surface.

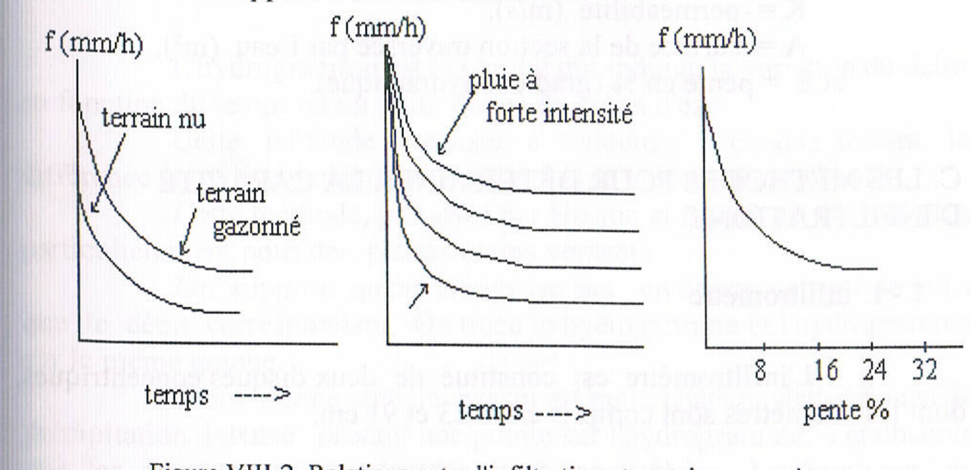


Figure VIII-2 Relations entre l'infiltration et certains paramètres

Parmi les facteurs pouvant influer sur la capacité d'infiltration d'un sol, on peut citer

- l'épaisseur de la couche saturée du sol ;
- l'humidité du sol ;
- la compaction dûe à l'impact des gouttes d'eau ;
- la compaction dûe à l'homme, aux animaux et aux machines ;
- le mouvement des particules fines transportées par l'eau dans le processus d'infiltration ;
- la couverture végétale ;
- la température. En raison de l'écoulement laminaire de l'eau infiltrée, tout changement de viscosité affecte nécessairement la vitesse d'écoulement, donc l'infiltration ;
- le gel ;
- le contenu de l'air ;

- l'intensité de la pluie ;
- la pente du sol.

Certaines de ces relations sont illustrées dans la figure VIII – 2 ci-dessus.

L'infiltration dépend aussi de la porosité et de la perméabilité du sol. La porosité p est égale au rapport du volume des vides V_v au volume total : $p = \frac{V_v}{V_t}$

La perméabilité K est aussi appelée la conductivité hydraulique définie par la loi de Darcy: q = K A S

où: q = débit infiltré,
K = perméabilité (m/s),
A = surface de la section traversée par l'eau (m²),
et S = pente en % (gradient hydraulique).

C. LES MÉTHODES POUR DÉTERMINER LA CAPACITÉ D'INFILTRATION f

1 - L'infiltromètre

L'infiltromètre est constitué de deux disques concentriques, dont les diamètres sont compris entre 23 et 91 cm.

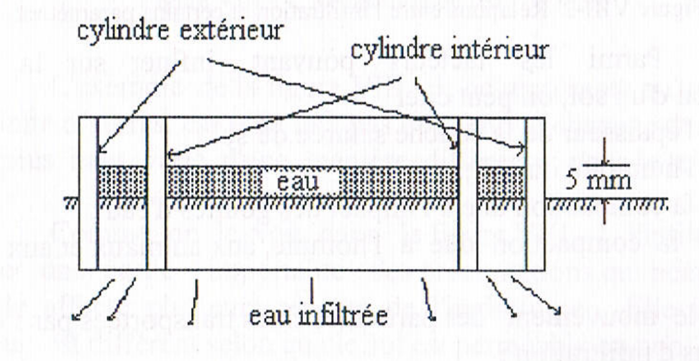


Figure VIII-3 L'infiltromètre

On verse de l'eau dans les deux compartiments en maintenant toujours le niveau de l'eau égal à 5 mm du sol. Le disque extérieur sert uniquement à empêcher l'eau de s'étendre horizontalement par capillarité.

La capacité d'infiltration se calcule d'après la quantité d'eau nécessaire pour maintenir le niveau de l'eau constant à l'intérieur des disques.

Ce test ne simule pas les conditions réelles. Il sert à fournir des ordres de grandeur de la capacité d'infiltration.

Une autre méthode consiste à simuler les précipitations sur une surface donnée à l'aide d'un arrosoir. Le débit sortant de la surface est mesuré. On mesure aussi le débit de l'arrosoir. La différence est supposée être le volume infiltré.

2 - La méthode de l'hydrogramme

L'hydrogramme est la courbe qui indique la variation du débit en fonction du temps en un point donné du cours d'eau.

Cette méthode consiste à calculer, à chaque instant, la différence entre le volume d'eau précipité et le volume d'eau écoulé.

Cette méthode, proposée par Horton et Lloyd, est utilisée plus particulièrement pour des petits bassins versants.

On suppose qu'on enregistre sur un bassin une averse ainsi que le débit correspondant. On trace le hyétogramme et l'hydrogramme sur le même graphe.

Etant donné que le bassin est petit, chacune des périodes de précipitation intense produit une pointe sur l'hydrogramme. On observe que les deux premières périodes étant rapprochées, les deux premiers hydrogrammes ont une partie commune.

La courbe de récession de A doit être complétée en traçant ab parallèle à cd. Les surfaces sous les hydrogrammes A, B et C sont respectivement: 0,25 cm, 0,23 cm et 0,46 cm, les hauteurs de pluie des trois périodes sont respectivement: 0,85 cm, 0,56 cm, et 0,73 cm. (Notez que les surfaces sous les hyétogrammes et les surfaces sous les hydrogrammes représentent les volumes d'eau de pluie tombée sur le bassin versant et les volumes d'eau de débit qui sont sortis du bassin versant respectivement. Ces valeurs sont exprimées en cm car en divisant les volumes par la surface du bassin versant, qui ne change pas, on obtient une hauteur).

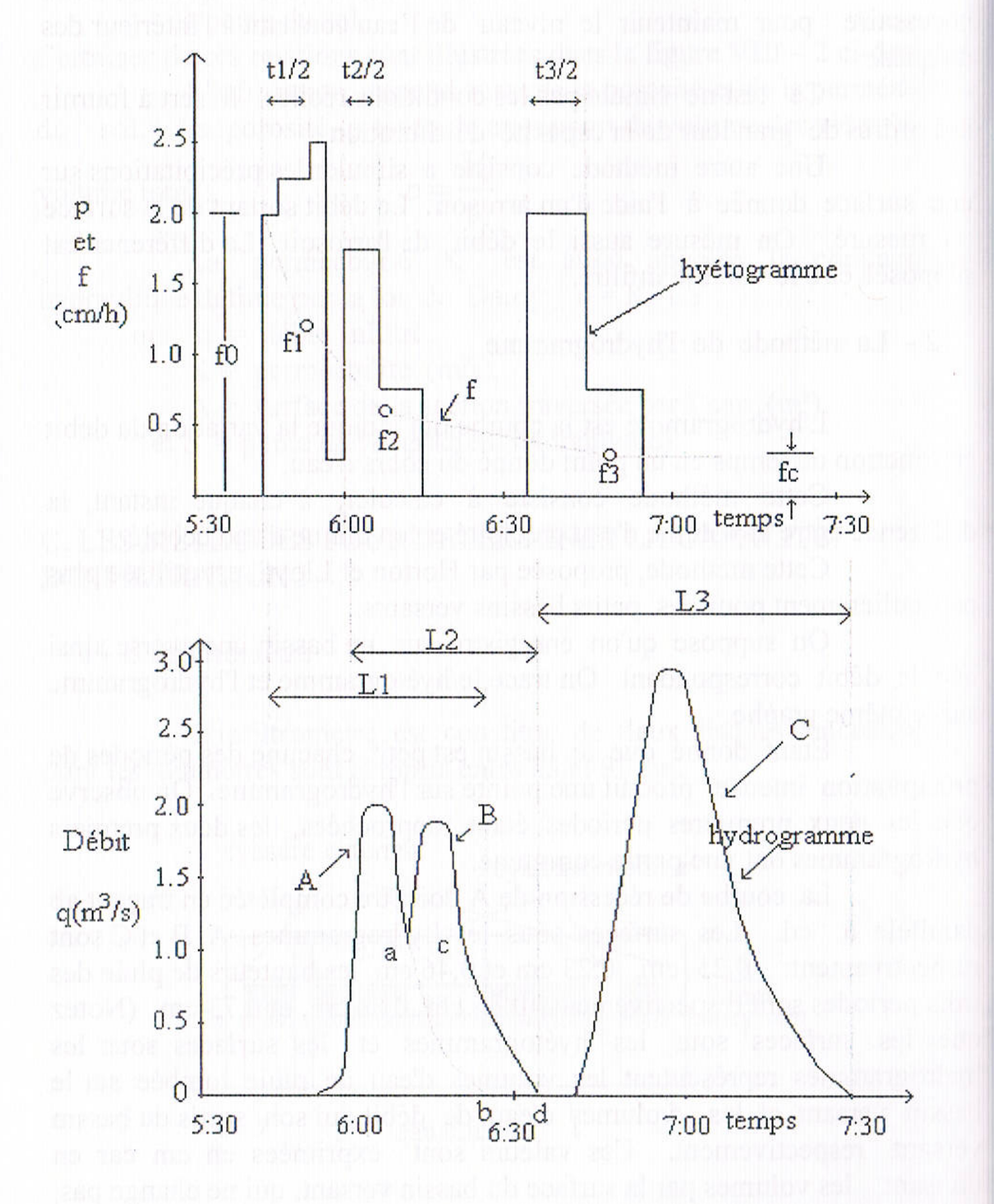


Figure VIII-4 Détermination de f par la méthode de l'hydrogramme.

Alors le volume total d'infiltration pour chacune des périodes pluvieuse est:

$$V_1 = 0{,}85 - 0{,}25 = 0{,}60 \text{ cm}$$
$$V_2 = 0{,}56 - 0{,}23 = 0{,}33 \text{ cm}$$
$$V_3 = 0{,}73 - 0{,}46 = 0{,}27 \text{ cm}$$

D'après Horton, le temps moyen durant lequel l'infiltration se produit est égal au tiers du temps écoulé entre le début de la période pluvieuse et la fin de l'écoulement correspondant, c'est à dire:

$$t_1 = (1/3)\, L_1 = 11 \text{ min}$$
$$t_2 = (1/3)\, L_2 = 13 \text{ min}$$
$$t_3 = (1/3)\, L_3 = 13 \text{ min}$$

Les capacités d'infiltration f_1, f_2 et f_3 sont donc:

$$f_1 = V_1 / t_1 = 0{,}60 / (11/60) = 3{,}27 \text{ cm/h}$$
$$f_2 = V_2 / t_2 = 0{,}33 / (13/60) = 1{,}52 \text{ cm/h}$$
$$f_3 = V_3 / t_3 = 0{,}27 / (13/60) = 1{,}25 \text{ cm/h}$$

Ces trois valeurs sont ramenées sur le hyétogramme de l'averse à partir des temps $t_1/2$, $t_2/2$, $t_3/2$, compris à partir du début de la période pluvieuse correspondante, en joignant ces points f_1, f_2, f_3 nous obtenons la courbe d'infiltration du sol du bassin versant étudié.

La courbe d'infiltration commence avec une valeur maximale f_0 au début de l'averse, décroît assez vite pour tendre suivant une asymptote vers une valeur à peu prés constante f_c .

Horton a montré que la capacité d'infiltration pourrait être représentée par une équation de la forme:

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

où k = constante positive,
t = temps écoulé depuis le début de l'averse,
e = base des logarithmes népériens.

L'intégrale F de f donne le volume infiltré au cours de l'averse de durée t:

$$F = \int_0 f(t)dt = f_c t + \frac{f_0 - f_c}{k}(1 - e^{-kt})$$

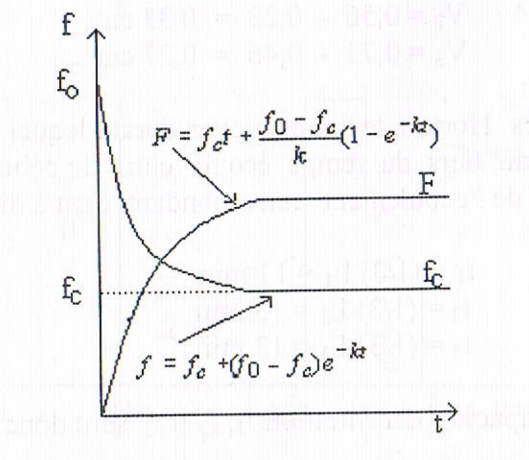


Figure VIII-5 Variation de F et de f

f_o, f_c sont toutes deux fonctions du type de sol et de la couverture végétale. Par exemple, pour un sol sableux (ou sablonneux) dénudé et un sol graveleux, on aura de grandes valeurs pour f_o et f_c. Par contre, pour un sol argileux et dénudé, on aura de faibles valeurs de f_o et f_c

D'après Soil Conservation Service (USA)	
Sol	f_c (mm / h)
argileux	$f_c \langle 1$
limoneux	$1 \langle f_c \langle 4$
sablo-limoneux	$4 \langle f_c \langle 8$
sableux	$f_c \rangle 8$

Tableau VIII-1 Quelques valeurs de f_c

f_c est fonction:

1- de la pente jusqu'à une valeur limite (variant entre 16 et 24%) ; au delà, il y aura de petites variations ;

2- des conditions de l'humidité initiale. Plus le sol est sec initialement, plus grande est la valeur de f_c ;

3- de l'intensité des précipitations. Si l'intensité i augmente, f_c augmente. Ce paramètre aura une plus grande influence sur f_c, comparativement aux autres.

3 - La méthode de l'indice Φ (taux de recharge)

L'indice Φ{ XE "indice Φ" } est défini comme l'intensité pluviométrique moyenne au dessus de laquelle le volume des précipitations est égal au volume des écoulements superficiels (débits).

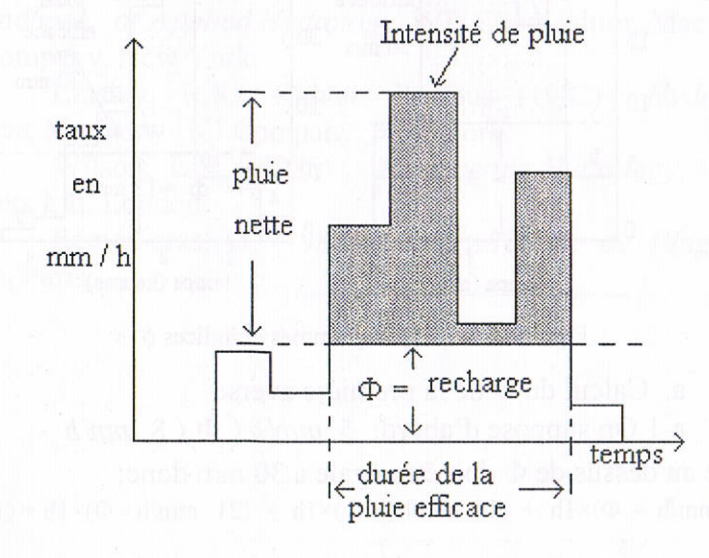


Figure VIII-6 Schéma de définition de l'indice ϕ

Autrement dit, c'est l'intensité moyenne au-dessus de laquelle tout excédent pluviométrique se retrouve sous forme d'écoulement à l'exutoire.

Dans la figure VIII - 6, la surface non-hachurée au dessous de la ligne représente toutes les pertes comprenant l'eau dans les dépressions, l'évaporation et l'infiltration. L'infiltration représente la plus grande partie des pertes dans beaucoup de bassins.

Bien que cette méthode soit grossière et approximative, puisqu'elle ne tient pas compte du fait que f soit fonction du temps, elle est utilisée pour obtenir une approximation rapide du ruissellement probable pour des grands bassins pour des orages particuliers.

Exemple

Soient deux pluies représentées par leurs hyétogrammes respectifs ayant des hauteurs égales à 70 mm et des lames écoulées (pluies efficaces) égales à 30 mm,

Quels sont les indices Φ ?

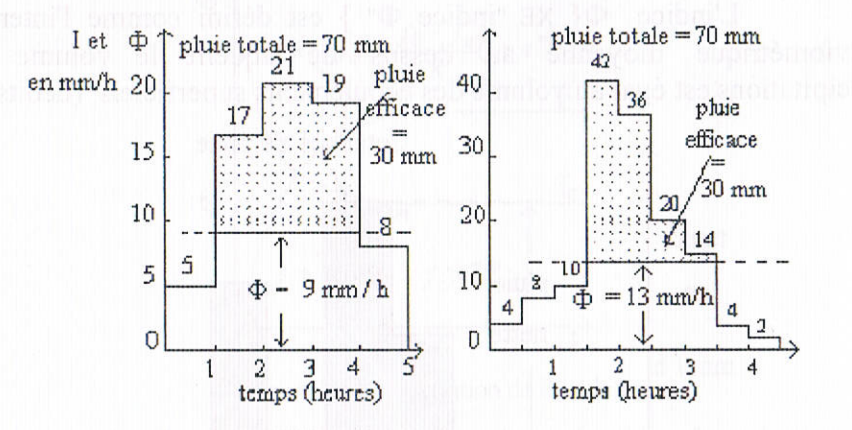


Figure VIII-7 Hyétogrammes et indices ϕ

a. Calcul du Φ de la première averse:

a-1 On suppose d'abord: $5 \; mm/h \langle \Phi \langle 8 \; mm/h$

La surface au dessus de Φ doit être égale à 30 mm donc:

$30 \; mm = (8mm/h - \Phi)\times 1h + (17 \; mm/h - \Phi)\times 1h + (21 \; mm/h - \Phi)\times 1h + (19 \; mm/h - \Phi)\times 1h$

d'où: $64 \; mm/h - 4\,\Phi = 30 \; mm$ et $\Phi = 8{,}5 \; mm/h$. Le Φ trouvé n'étant pas situé dans l'intervalle, on doit faire un autre essai.

a-2 On suppose ensuite: $8 \; mm/h \langle \Phi \langle 17 \; mm/h$

La surface au dessus de Φ doit être égale à 30 mm donc:

$(17mm/h - \Phi)\times 1h + (21mm/h - \Phi)\times 1h + (19mm/h - \Phi)\times 1h = 30 \; mm$

d'où: $57 \; mm/h - 3\,\Phi = 30$ et $\Phi = 9 \; mm/h$

La valeur de Φ trouvée est comprise dans l'intervalle de notre hypothèse, on l'accepte.

b. Calcul du Φ de la seconde averse:

b-1 On suppose d'abord: $14 \; mm/h \langle \Phi \langle 20 \; mm/h$

La surface au dessus de Φ doit être égale à 30 mm donc:

$30 \; mm = (42 \; mm/h - \Phi) \times 0{,}5h + (36 \; mm/h - \Phi) \times 0{,}5h + (20 \; mm/h - \Phi) \times 0{,}5h$

$30 \; mm = 49 - 1{,}5\,\Phi$ et $\Phi = 12{,}67 \; mm/h$ qui est en dehors de notre intervalle.

b-2 On suppose ensuite: $10 \; mm/h \langle \Phi \langle 20 \; mm/h$

La surface au dessus de Φ doit être égale à 30 mm donc:

$30 \; mm = (42 - \Phi) \times 0{,}5 \; h + (36 - \Phi) \times 0{,}5 \; h + (20 - \Phi) \times 0{,}5 \; h + (14 - \Phi) \times 0{,}5 \; h$

$30 \; mm = 56 - 2\,\Phi$ et $\Phi = 13 \; mm/h$. On accepte cette valeur.

D - BIBLIOGRAPHIE

Musgrave, G.W., Holtan H.N. (1964) : *Infiltration*, section 12 in *Handbook of Applied Hydrology*, V.T. Chow editor, Mac Graw Hill Book Company, New York.

Linslay, R.K., Kohler, Paulhus (1982) : *Hydrology for Engineers*, Mc Graw Hill Company, New York.

Wilson, E.M. (1985) : *Engineering Hydrology*, Mac Millan Publishers Ltd, London.

Réméniéras, G. (1986) : *L'Hydrologie de l'Ingénieur*, éd. Eyrolles, Paris.

IX

LES ÉCOULEMENTS SUPERFICIELS

A - INTRODUCTION

Comme on l'a vu dans le chapitre II, le bassin versant a une fonction de collecteur et de transformateur. Il recueille les pluies et les transforme en écoulement.

Les principales étapes de l'écoulement sont les suivantes:

1- Un premier temps correspond à la saturation progressive du terrain. Il ne se produit pas d'écoulement ou de ruissellement tant que le taux des précipitations, c'est-à-dire l'intensité des précipitations ne dépasse pas la capacité d'infiltration du sol.

2- Si l'intensité de la pluie au cours de l'averse excède cette capacité, l'excès d'eau s'écoule par gravité le long des pentes. Une partie de l'eau qui ruisselle s'accumule d'abord dans les dépressions de la surface, ensuite les emplit puis continue sa course vers l'exutoire.

Le débit à l'exutoire va croissant avec l'arrivée successive des apports de ruissellement provenant des zones du bassin les plus éloignées. Si l'averse dure suffisamment longtemps, il arrive un moment où l'ensemble du bassin versant "débite" à l'exutoire. Si l'averse est de courte durée, le ruissellement de la partie la plus éloignée du bassin arrive à l'exutoire au cours de la phase décroissante du débit, longtemps après la fin de la pluie.

3- On appelle " écoulement hypodermique " la partie des précipitations infiltrées qui chemine d'abord quasi-horizontalement dans les couches supérieures du terrain pour réapparaître à l'air libre à la rencontre d'un chenal d'écoulement. L'importance du débit hypodermique dépend de la structure du sol.

La présence d'une couche imperméable à faible distance de la surface du sol favorise ce genre d'écoulement. Il peut atteindre 80% du débit total sur des versants à pente douce.

4- Lorsque la zone aérée du sol contient une humidité suffisante, une partie des précipitations atteint la nappe d'eau souterraine. L'importance de cet écoulement dépend de la nature du sol ainsi que de l'intensité de la pluie. Deux cas peuvent se présenter:

a- La nappe alimente le cours d'eau. Dans le cas où les pluie sont faibles ou inexistantes et le niveau du lit du cours d'eau au-dessous

du niveau de la nappe d'eau souterraine, nous observons un mouvement de l'eau à partir de la nappe vers le cours d'eau.

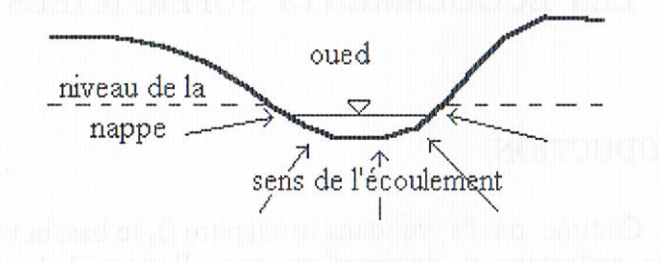


Figure IX - 1 Nappe alimentant un oued

b- Le cours d'eau alimente la nappe. Dans le cas d'une forte crue, le niveau de l'eau dans l'oued monte bien au dessus de celui de la nappe et nous observons alors un renversement du sens de l'écoulement qui va alors de l'oued vers la nappe pour l'alimenter et relever son niveau. C'est ainsi que l'on observe une montée du niveau de l'eau dans les puits proches des cours d'eau après le passage d'une crue.

La contribution des eaux souterraines au débit total est toujours graduelle et n'intervient que pour une très faible fraction dans les débits de pointe des crues, ceci en raison de la faiblesse des vitesses d'écoulement des eaux souterraines (de l'ordre du mm ou du cm/s) comparées à celles des écoulements superficiels (de l'ordre du m/s).

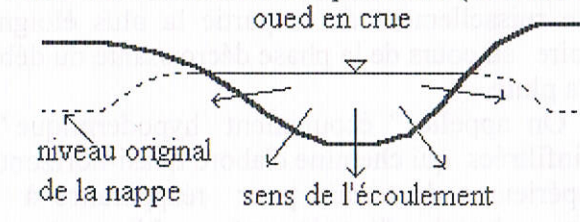


Figure IX - 2 Oued alimentant une nappe

5- La précipitation sur les cours d'eau et les lacs n'a en général qu'une importance mineure, sauf dans les régions où il y a de grandes étendues lacustres, comme les réservoirs des barrages par exemple. Cette précipitation directe participe aussi au ruissellement.

Pour récapituler, les précipitations une fois arrivées au sol se répartissent ainsi : l'infiltration, le ruissellement, l'écoulement

hypodermique ou retardé, l'écoulement vers les nappes et les précipitations sur les cours d'eau et les surfaces d'eau.

C'est le ruissellement direct et l'écoulement hypodermique qui contribuent le plus à la formation des crues.

B - L'HYDROMETRIE ET LES METHODES DE JAUGEAGE

L'hydrométrie est constituée par l'ensemble des techniques utilisées pour mesurer directement les débits.

A ce jour, il n'existe pas de méthode opérationnelle (c'est-à-dire facile à utiliser et pas chère) qui permette mesurer les débits.

La mesure se fait en deux temps:

a- mesure en un point du cours d'eau de la variation de la hauteur H_i de l'eau en fonction du temps. La courbe obtenue est appelée limnigramme.

b- mesure aux mêmes intervalles de temps $t_1, t_2, ...t_n$ des débits $Q_1, Q_2, ...Q_n$. La mesure du débit est appelée jaugeage.

Les couples Q_i, H_i permettent d'établir la relation hauteur-débit appelée courbe de tarage.

Cette courbe de tarage sera utilisée ultérieurement pour déterminer l'hydrogramme, qui est la courbe représentative des variations du débit Q, en fonction du temps t, en un point du cours d'eau. Pour ce qui est des méthodes de jaugeage, les nombreuses techniques s'appuient sur des principes différents.

1 - Les réservoirs étalonnés :

C'est une méthode simple qui consiste à mesurer le temps t nécessaire pour remplir un récipient de volume V connu. Alors le débit est :

$$Q = V / t$$

Cette méthode est utilisée pour mesurer les faibles débits (jusqu'à 50 - 100 l/s au maximum).

2 - Les déversoirs :

Cette technique utilise les résultats des expériences menées dans les laboratoires hydrauliques. Les déversoirs peuvent être

triangulaires, rectangulaires ou trapézoïdaux. Les débits sont fonction de la hauteur h de l'eau du type:

$$Q = ah^b$$

Comme la formule est déterminée expérimentalement, il y a lieu de procéder à des jaugeages de contrôle pour vérifier les valeurs de a et de b.

3 - Le jaugeage par dilution :

Cette méthode est utilisée pour mesurer les petits torrents sur lesquels des structures permanentes (stations de jaugeage) ne se justifient pas. Elle consiste à injecter dans une section S_1 un traceur à une concentration C_1 avec un débit q.

Ensuite, on prélève un échantillon à une section S_2, située en aval, à une distance suffisante pour un bon mélange. La concentration de cet échantillon est C_2. En régime permanent, le flux entrant du traceur est égal au flux sortant :

$$qC_1 = (Q + q) \times C_2 \quad \Rightarrow \quad Q = \left(\frac{C_1}{C_2} - 1\right) \times q$$

4 - Formule de Chézy –Manning :

Les traces des plus hautes eaux laissées sur les berges par les pointes des crues permettent de déterminer, par nivellement, la pente s (en %) de la surface des plus hautes, la surfaces S (en m²) de la section de l'oued et le rayon hydraulique R (en m) [le rayon hydraulique est égal à la surface de la section de l'oued divisée par le périmètre mouillé]. Ces données permettent l'utilisation de la formule de Chézy-Manning :

$$Q = \frac{1}{n} AR^{3/2} s^{1/2}$$

n est le coefficient de rugosité de l'oued (on prend n ? 0,035).

5 - Le jaugeage par exploration du champ de vitesses

Il s'agit de mesurer la vitesse de l'eau en plusieurs points d'une section d'un cours d'eau.

La mesure de la vitesse est faite grâce à une hélice qui, placée dans le sens l'écoulement, va tourner grâce à la vitesse de l'eau. Le nombre de tours par minute que fait l'hélice est proportionnel à la vitesse de l'eau. Les hélices sont testées en laboratoire en vue de définir la relation entre la vitesse de l'eau et celle de l'hélice. Ensuite, grâce à un système de comptage du nombre de tours par unité de temps que fait l'hélice dans le cours d'eau et en utilisant la relation trouvée en laboratoire, on détermine la vitesse de l'eau au point de mesure.

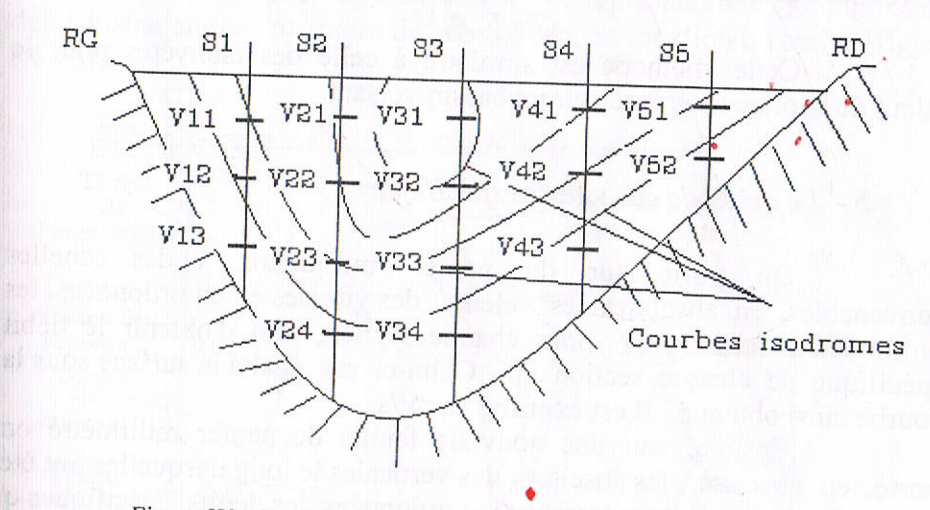


Figure IX - 3 Champ de vitesses à travers une section d'un oued

Pour les faibles débits, on utilise les moulinets et, pour les débits importants, les saumons dont le poids varie de 5 à 150 Kg. Les moulinets et les saumons permettent de transformer le mouvement de rotation de l'hélice en impulsions électriques que l'on peut compter et enregistrer aisément. Après avoir choisi une section accessible de l'oued, on mesure la vitesse de l'eau à des profondeurs différentes, le long de plusieurs verticales biens réparties à travers la section de l'oued.

Ainsi on obtient un champ de vitesses (figure IX - 3) grâce auquel on peut calculer le débit par l'intermédiaire de deux méthodes :
- la méthode des isodromes
- et la méthode des vitesses spécifiques.

a - La méthode des isodromes

On porte sur du papier millimétré, à une échelle adéquate, la section de l'oued sur laquelle on porte les vitesses v_{ij} mesurées aux différentes sections S_i aux profondeurs j.

Ensuite, on trace visuellement les courbes isodromes c'est-à-dire les courbes d'égale vitesse. Le débit Q est égal à la somme des produits des surfaces comprises entre deux isodromes consécutifs et les moyennes de deux vitesses:

$$Q = \sum A_i \overline{V_i}$$

Cette méthode est similaire à celle des isohyètes pour le calcul de la pluie moyenne sur un bassin versant.

b - La méthode des vitesses spécifiques

On porte sur du papier millimétré, à des échelles convenables, en abscisses les valeurs des vitesses et, en ordonnées, les profondeurs respectives pour chaque section, afin d'obtenir le débit spécifique de chaque section q_i. Celui-ci est égal à la surface sous la courbe ainsi obtenue. Il est exprimé en m^2/s.

Ensuite, sur une nouvelle feuille de papier millimétré on porte, en abscisses, les abscisses des verticales le long desquelles ont été prises les mesures des vitesses et, en ordonnées, les débits spécifiques q_i (m^2/s) trouvés précédemment.

La surface sous la dernière courbe ainsi tracée représente le débit Q (m^3/s) de l'oued pendant le jaugeage.

C- L'HYDROGRAMME

L'hydrogramme est une courbe ou un tableau indiquant la variation du débit en fonction du temps en un point donné d'un cours d'eau, les débits ayant été mesurés au point donné.

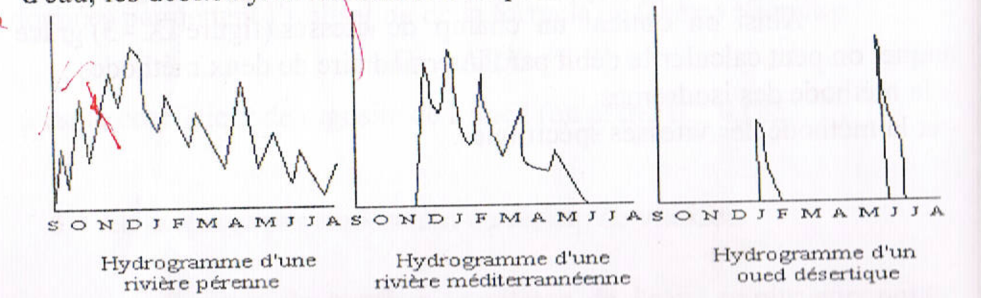


Figure IX - 4 Exemple d'hydrogrammes annuels

L'hydrogramme exprime l'intégration des caractéristiques physiographiques et climatiques qui gouvernent les relations entre les précipitations et les débits pour un bassin versant donné.
Il y a deux types d'hydrogramme à retenir: l'hydrogramme annuel et l'hydrogramme généré par une averse.

1 - L'hydrogramme généré par une averse

On appelle "hydrogramme" la représentation graphique du débit instantané, en un point du cours d'eau, en fonction du temps (figure IX - 5).

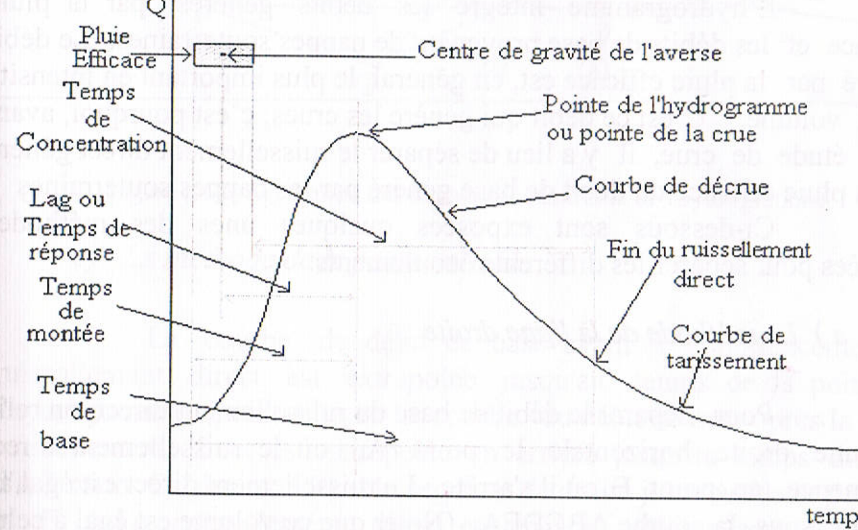


Figure IX - 5 Présentation de l'hydrogramme

Sur l'hydrogramme ci-dessus on distingue:

- Le temps de montée, entre le début du ruissellement direct et la pointe de la crue ;
- Le temps de réponse ou "lag", entre le centre de gravité de la pluie dite "efficace" (c'est à dire la portion de la pluie qui se transforme totalement en écoulement) et la pointe de l'hydrogramme ;
- Le temps de base ou durée du ruissellement, entre le début de la pluie efficace et la fin du ruissellement direct ;
- Le temps de concentration, entre la fin de la pluie efficace et la fin du ruissellement direct ;

- La pluie nette ou pluie efficace est la partie de l'averse qui a ruisselé. L'équation de bilan donne:

$$P = I + E + F + S + P_{net}$$

où : I = interception par la couverture végétale,
E = évaporation,
S = stockage dans les dépressions,
F = infiltration,
P_{net} = pluie nette = pluie efficace = ruissellement direct.

2 - La séparation des éléments constitutifs de l'hydrogramme

L'hydrogramme intègre les débits générés par la pluie efficace et les débits de base provenant de nappes souterraines. Le débit généré par la pluie efficace est, en général, le plus important en intensité et en volume. C'est ce débit qui génère les crues; c'est pourquoi, avant toute étude de crue, il y a lieu de séparer le ruissellement direct généré par la pluie efficace du débit de base généré par les nappes souterraines

Ci-dessous sont exposées quelques unes des méthodes utilisées pour séparer les différents écoulements.

a) La méthode de la ligne droite

Pour séparer le débit de base du ruissellement direct, on relie par une droite horizontale le point A, où le ruissellement direct commence, au point E, où il s'arrête. Le ruissellement direct est égal au volume sous la courbe ABCDEA. (Noter que ce volume est égal à celui de la pluie efficace.)

b) La méthode de la base fixe ou constante

Le ruissellement direct est supposé s'arrêter après un temps déterminé N après la pointe de l'hydrogramme. Le débit de base existant avant le commencement du ruissellement direct est projeté jusqu'à sa rencontre avec la verticale qui passe par la pointe de l'hydrogramme (point G). Un segment de droite GD est tracé. D est distant d'un temps égal à N du point G. Le ruissellement direct est égal au volume compris sous la courbe ABCDGA.

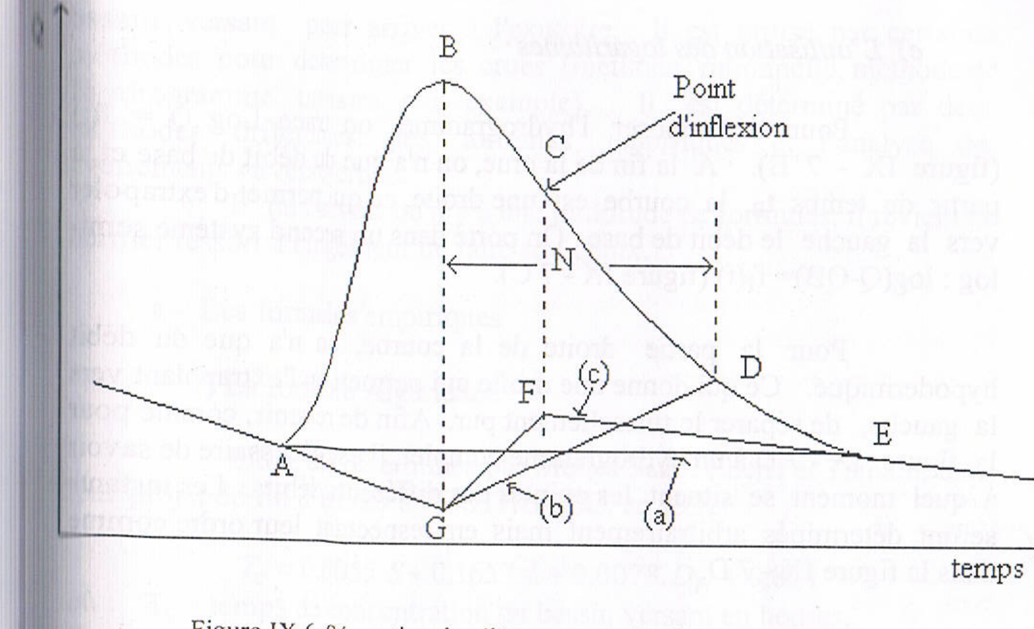


Figure IX-6 Séparation des éléments constitutifs de l'hydrogramme

c) La méthode de la pente variable

La courbe du débit de base avant le commencement du ruissellement direct est extrapolée jusqu'au temps de la pointe de l'hydrogramme (point G), et la courbe du débit de base après la fin du ruissellement direct est extrapolée en arrière jusqu'au temps du point d'inflexion C (droite EF). Un segment de droite joint ces deux points G et F. Le ruissellement direct est égal au volume sous la courbe ABCDEFGA (figure VII – 6).

d) La méthode de l'indice Φ (taux de recharge)

Si pour une averse donnée, l'on dispose du hyétogramme, de l'indice Φ et de l'hydrogramme total généré par cette averse, on peut déterminer la pluie efficace en utilisant une méthode similaire à celle de la détermination de l'indice Φ. Une fois la pluie efficace (ruissellement direct) trouvée, on retranche, par une méthode graphique, de la surface totale de l'hydrogramme une surface égale à celle du ruissellement direct. Le résultat est égal au débit de base.

e) L'utilisation des logarithmes

Pour décomposer l'hydrogramme on trace Log Q = f(t) (figure IX - 7 B). A la fin de la crue, on n'a que du débit de base et, à partir du temps t_B, la courbe est une droite, ce qui permet d'extrapoler vers la gauche le débit de base. On porte dans un second système semi-log : log(Q-QB)= $f_1(t)$ (figure IX - 7 C).

Pour la partie droite de la courbe, on n'a que du débit hypodermique. Ce qui donne une droite qui permet, en l'extrapolant vers la gauche, de séparer le ruissellement pur. Afin de revenir, comme pour la figure IX - 7 D à un hydrogramme complet, il est nécessaire de savoir à quel moment se situent les pointes des différents débits. Les instants seront déterminés arbitrairement mais en respectant leur ordre comme dans la figure IX - 7 D.

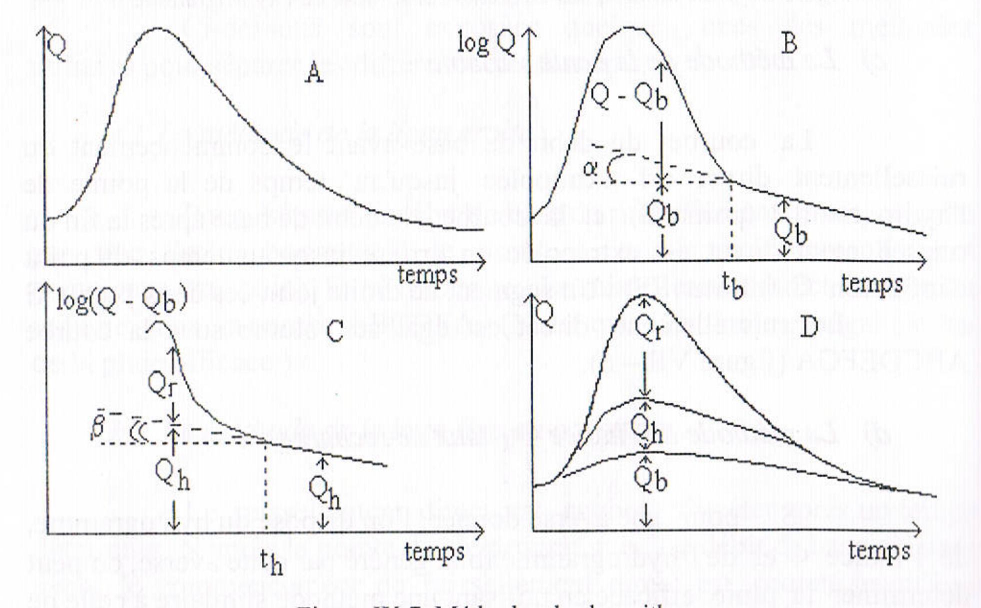


Figure IX-7 Méthodes des logarithmes

3 - Le temps de Concentration

Le temps de concentration T_c est considéré comme un temps caractéristique de l'écoulement sur un bassin versant. Il est défini comme le temps que met l'eau tombée au point le plus éloigné en amont du

bassin versant pour arriver à l'exutoire. Il est utilisé par certaines méthodes pour déterminer les crues (méthode rationnelle, méthode de l'hydrogramme unitaire par exemple). Il est déterminé par deux méthodes différentes: les formules empiriques et l'analyse des évènements «averse-crue».

Il faut savoir qu'il y a une multitude de formules, il revient en dernier ressort à l'ingénieur de faire son choix.

a - Les formules empiriques

1) La formule Algérienne

Elle a été déterminée par Melles Saadi Cherif et Tamani, dans leur projet de fin d'études à l'USTHB-IGC, en 1992:

$$T_c = 0{,}0055.S + 0{,}1657.L + 0{,}0078.D_H + 0{,}821$$

où : T_c = temps de concentration du bassin versant en heures,
S = surface du bassin versant en km²,
L = longueur du cours d'eau principal en km,
D_H = différence entre l'altitude moyenne et l'altitude minimale du bassin versant en mètres.
Cette formule a été déterminée à partir de l'analyse des événements "averse - crues" relevés sur 15 bassins versants du nord du pays.

2) La formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1{,}5\,L}{0{,}8\sqrt{D_H}} \quad \text{où :}$$

T_c = temps de concentration du bassin versant en heures,
S = surface du bassin versant en km²,
L = longueur du cours d'eau principal en km,
D_H = différence entre l'altitude moyenne et l'altitude minimale du bassin versant en mètres.

3) La formule de Kirpich

$$T_c = 0{,}38\left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0{,}77}$$

où : I = Pente moyenne du thalweg principal.

b - L'analyse des événements "averse-crue"

Cette méthode est plus « objective », donc « meilleure ». Cependant, elle nécessite l'existence de données concomitantes de pluies et de débits. Etant donné le hyétogramme d'une averse et l'hydrogramme généré par le ruissellement direct (Q_r) de cette averse, pour déterminer T_c (le temps de concentration) on procède comme suit:

1 - On sépare le ruissellement direct Q_r du débit de base Q_b à l'aide de l'une des méthodes étudiées précédemment. On obtient le temps de base t_b,

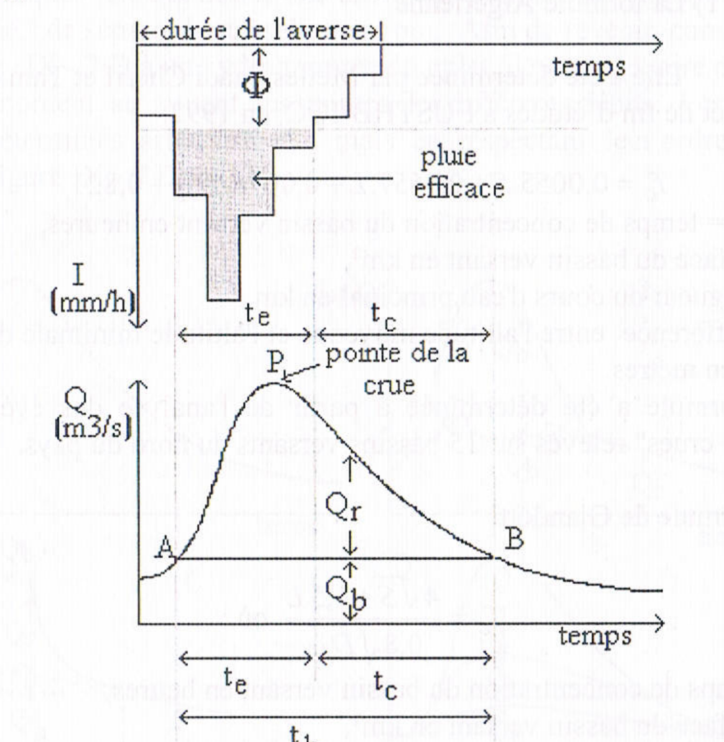


Figure IX-8 Analyse d'un évènement « averse - crue »

2 - On mesure, par planimétrage, le volume du ruissellement direct Vr, Vr = surface APB sous l'hydrogramme.

3 - On calcule Φ et on le porte sur le graphe. Le dessin nous donne alors Te qui est égal à la durée de la pluie efficace.

4 - Tc est donné par la formule

$$Tc = Tb - Te$$

Tc = temps de concentration,
Tb = temps de base = durée du ruissellement direct,
Te = durée de la pluie efficace.

D - L'ÉTUDE DES CRUES

On a vu comment mesurer une crue et établir son hydrogramme, c'est à dire la courbe qui indique la variation du débit en fonction du temps.

Cette courbe représente la somme du débit de base Q_b et du débit direct, ou écoulement direct, ou ruissellement direct Q_d. C'est le ruissellement direct qui contribue le plus aux crues, c'est à dire qu'il génère les débits de pointe Q_p (le plus grand débit d'une crue) contre lequel il faut se protéger et le plus grand volume d'eau en un temps relativement réduit.

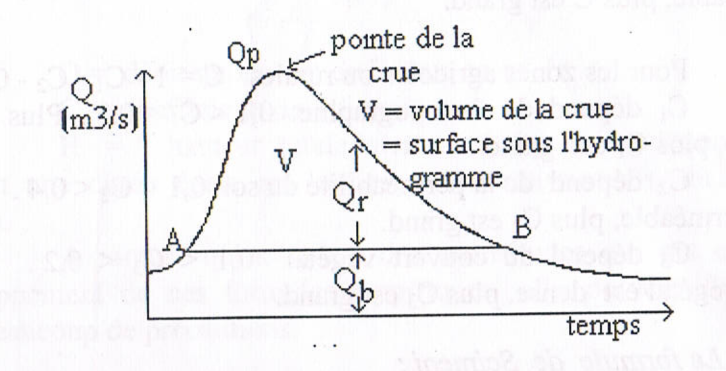


Figure IX-9 Constitution d'un hydrogramme

Deux questions essentielles auxquelles doit répondre l'hydrologue sont :

- Quel est le débit de pointe d'une crue?

- Quel est son volume?

La connaissance de la pointe d'une crue est nécessaire au dimensionnement des ouvrages pour une sécurité optimale.

La connaissance du volume de la crue est nécessaire pour répondre à différents besoins et utilisations de l'eau.

Plusieurs méthodes ont été développées pour déterminer ces deux paramètres (Q_p et V). On en exposera quelques unes pour permettre à l'étudiant d'appréhender la complexité du phénomène d'une part, et de résoudre certains problèmes d'hydrologie d'autre part.

1 - Les méthodes empiriques

a - *La méthode Rationnelle*

$$Qp = C\ I\ A$$ où:

Qp = débit de pointe en m3/s,

I = intensité d'une averse dont la durée est égale au temps de concentration du bassin

C = coefficient de ruissellement ($0 < C < 1$). C'est le rapport entre le volume ruisselé et le volume précipité.

A = superficie du bassin versant en km².

Pour les zones urbaines: $0,4 < C < 0,8$, plus le sol est imperméable, plus C est grand.

Pour les zones agricoles ou rurales: $C = 1 - C_1 - C_2 - C_3$ où:

C_1 dépend de la topographie: $0,1 < C_1 < 0,3$. Plus la pente est faible, plus C_1 est grand.

C_2 dépend de la perméabilité du sol $0,1 < C_2 < 0,4$. Plus le sol est perméable, plus C_2 est grand.

C_3 dépend du couvert végétal $0,1 < C_3 < 0,2$. Plus le couvert végétal est dense, plus C_3 est grand.

b - *La formule de Scimeni :*

$$q = \frac{600}{A+10} + 1$$ où:

q = débit spécifique en $m^3/s/km^2$, et A = surface du bassin versant en km².

c - *La formule de Pagliaro*

$$q = \frac{2900}{90+A} \quad \text{pour} \quad 20 < A < 1000\ km^2$$

où: q = débit spécifique en $m^3/s/km^2$, et A = surface du bassin versant en km².

d - *La formules de Forti développée pour des bassins montagneux avec $A < 1000\ km^2$*

4 - a $q = 3,25\frac{500}{A+125} + 0,5$ dans le cas où la pluie maximale de 24 h $\approx 400\,mm$

4 - b $q = 2,35\frac{500}{A+125} + 0,5$, si la pluie maximale de 24 h $\approx 200\,mm$

e - *La formule de Turazza:*

$$Q = \frac{CHA}{3,6t_c}$$ où:

Q = débit maximum de la crue en m^3/s

C = coefficient de ruissellement

H = hauteur totale maximum des précipitations relevée pendant une durée égale au temps de concentration t_c du bassin (en heures).

A noter qu'en raison des incertitudes qui ont entouré le développement de ces formules empiriques, elles doivent être utilisées avec beaucoup de précautions.

2 - La méthode de l'hydrogramme unitaire (HU):

C'est une méthode semi-empirique proposée par L.K. Sherman, en 1930. C'est une des plus importantes contributions relatives au calcul du ruissellement de surface.

Elle permet de déterminer le ruissellement direct Q_d, auquel on doit ajouter le débit de base Q_b, calculé par ailleurs pour obtenir le débit total Q_T et le volume total de la crue.

On appelle "hydrogramme unitaire" (HU) l'hydrogramme résultant d'une pluie effective (ou pluie efficace ou encore pluie nette) de 1cm (ou 1 mm), uniforme sur le bassin versant, ayant un volume de ruissellement direct égal à 1cm (ou 1 mm).

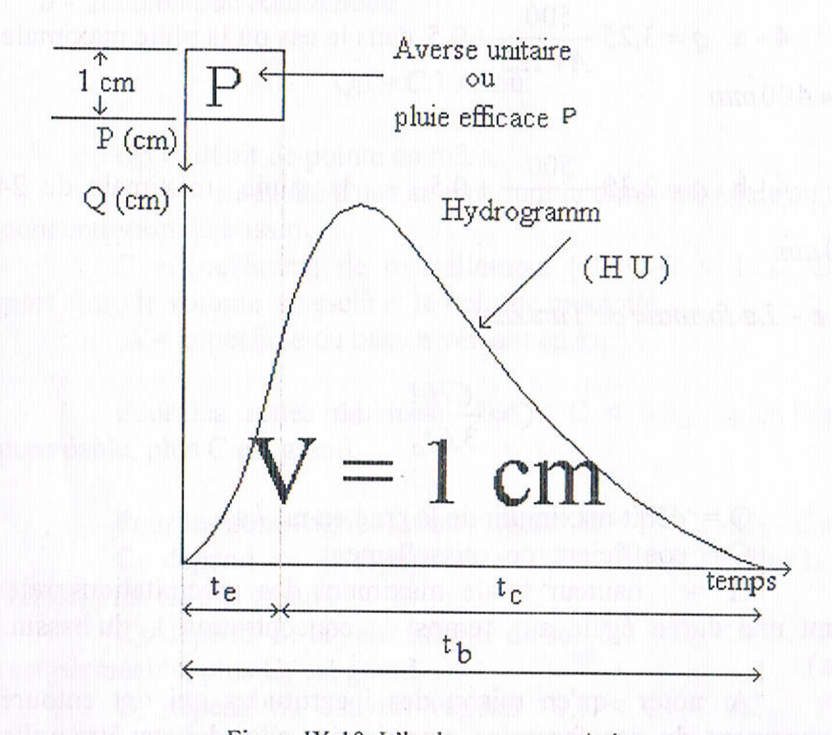


Figure IX-10 L'hydrogramme unitaire

La surface sous la courbe de l'hydrogramme unitaire est égale au volume de la crue unitaire, lui-même égal au volume de la pluie unitaire exprimé en hauteur de pluie (cm). On a donc:

$$P = V = 1\text{cm}$$

D'après Sherman, tous les hydrogrammes résultant d'averses uniformes, de même durée, sur un même bassin, ont le même temps de base tb. L'expérience montre qu'il en est ainsi lorsque la durée, te, des averses est égale de 1/3 à 1/5 du temps de concentration, tc, du bassin versant.

Ceci amène à énoncer deux hypothèses essentielles dans la théorie de l'hydrogramme unitaire ; il s'agit de la **proportionnalité** et de la **superposition**.

Proportionnalité:

Si une pluie efficace $P_1 = 1$ cm, de durée t_e, produit un volume $V_1 = 1$ cm et des débits Q_{1i}, une pluie efficace $P_2 = kP_1$, de même durée t_e, produira un volume $V_2 = kV_1$ et des débits $Q_{2i} = kQ_{1i}$. Ceci est illustré par la figure IX-11. La surface sous l'H.U. y est égale au volume de la crue unitaire = hauteur de l'averse unitaire = 1 cm . Les ordonnées de l'hydrogramme total sont doubles de celles de l'H.U., et le volume de la crue résultant de l'averse de 2 cm est égal à 2 cm.

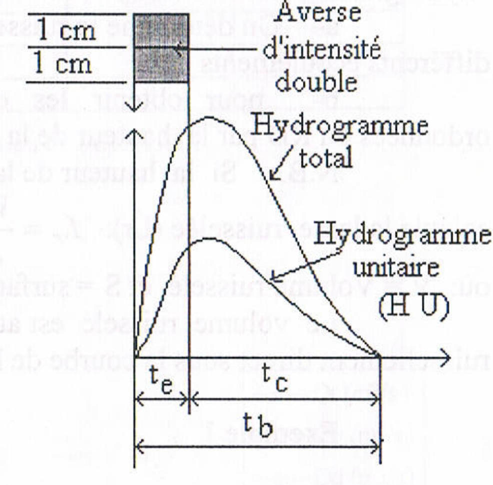


Figure IX-11 Proportionnalité

Superposition:

Soit 3 pluies efficaces successives de hauteur 1cm et de durée t_e chacune. Théoriquement, chacune de ces pluies va générer un HU, ces HU vont se superposer pour donner un hydrogramme résultant.

Les ordonnées de l'hydrogramme total, ou résultant, sont égales à la

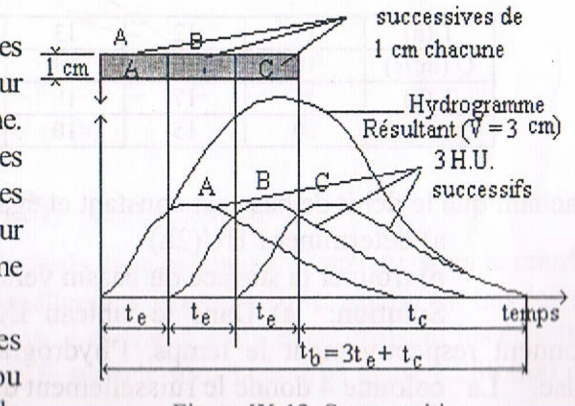


Figure IX-12 Superposition

somme des ordonnées des 3 HU.

Le temps de base (t_b) de l'hydrogramme total est égal à la somme des durées de chaque averse unitaire et du temps de concentration tc

$t_b = 3\ t_e + t_c$, dans notre cas .

Plusieurs types de problèmes peuvent être résolus en appliquant ces deux principes:

a - Le premier type de problèmes

On donne la durée de la pluie efficace, sa hauteur et l'hydrogramme généré par cette pluie efficace. Il est demandé de trouver l'hydrogramme unitaire (HU). Pour cela, on procède ainsi :

a- On détermine le ruissellement direct (RD) en séparant les différents écoulements ;

b- pour obtenir les ordonnées de l'HU, on divise les ordonnées du RD par la hauteur de la pluie efficace (ou lame ruisselée).

N.B.: Si la hauteur de la pluie efficace n'est pas donnée, on calcule la lame ruisselée (Lr): $L_r = \dfrac{Vr}{S}$

où: V = Volume ruisselé et S = surface du bassin versant.

Le volume ruisselé est aussi égal à la surface représentant le ruissellement direct sous la courbe de l'hydrogramme.

Exemple 1

Il tombe sur un bassin versant une pluie efficace de 2 cm pendant 2 heures. Il en résulte l'hydrogramme suivant:

T (h)	11	12	13	14	15
Q (m^3/s)	10	10	24	40	31
T (h)	16	17	18	19	20
Q (m^3/s)	20	15	10	10	10

Sachant que le débit de base est constant et égal à 10 m^3/s:

a) déterminer l'HU(2h)

b) trouver la surface du bassin versant.

Solution: **a)** Dans le tableau IX – 1, les colonnes 1, 2 et 3 donnent respectivement le temps, l'hydrogramme total et le débit de base. La colonne 4 donne le ruissellement direct Qd généré par 2cm de

pluie efficace; il est égal à la différence entre le débit total et le débit de base. La colonne 5 donne l'HU(2h) recherché qui est égal à Qd divisé par 2. Le Qd est généré par 2cm de pluie efficace, pendant 2heures. L'HU(2h) est généré par 1 cm de pluie efficace pendant 2heures.

(1) t (h)	(2) Qt (m3/s)	(3) Qb (m3/s)	(4) Qd (m3/s)	(5) HU(2h)
11	10	10	0	0
12	10	10	0	0
13	24	10	14	7
14	40	10	30	15
15	31	10	21	10,5
16	20	10	10	5
17	15	10	5	2,5
18	10	10	0	0
19	10	10	0	0
20	10	10	0	0

Tableau IX-1 Solution de l'exemple 1

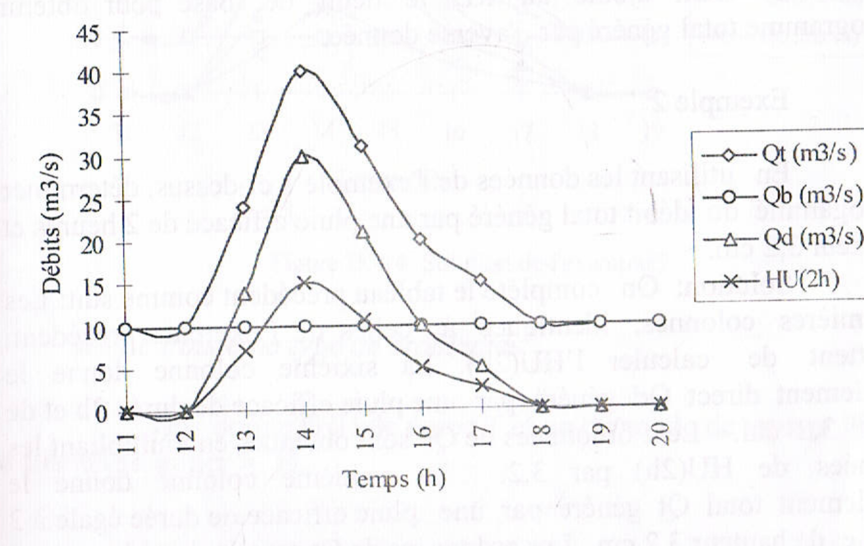


Figure IX-13 Solution de l'exemple 1

b) Le volume de la crue est égal à la surface sous la courbe de l'hydrogramme du ruissellement direct. Si le graphe est fait sur du papier millimétré (en tout cas, il devrait l'être), et en utilisant les échelles des coordonnées, on trouve la surface sous la courbe égale à 288 000 m^3 et

$$S = \frac{V}{L_r} = \frac{288.000 m^3}{0,02 m} = 14.400.000 m^2 = 14,4 km^2$$

Le volume V est aussi égal au produit de chaque débit Q_d par l'intervalle de temps 1h = 3600 s :

$$V = (14 + 30 + 21 + 10 + 5) m^3/s \times 3600 s = 288.000\ m^3.$$

b - Le second type de problèmes

On donne un hydrogramme généré par une averse de durée déterminée. On demande de trouver l'hydrogramme généré par une averse de même durée et de hauteur différente.

Pour ce faire, on procède comme suit:

a- On détermine l' HU pour la durée donnée comme indiqué dans (1) plus haut ;

b- On multiplie les ordonnées de l'HU trouvé par la hauteur de pluie de l'averse dont on recherche l'hydrogramme; on obtient ainsi le ruissellement direct (RD) ;

c- On ajoute au RD le débit de base pour obtenir l'hydrogramme total généré par l'averse donnée.

Exemple 2

En utilisant les données de l'exemple 1 ci-dessus, déterminer l'hydrogamme du débit total généré par une pluie efficace de 2 heures et de hauteur 3,2 cm.

Solution: On complète le tableau précédent comme suit: Les 5 premières colonnes, identiques à celles de l'exercice précédent, permettent de calculer l'HU(2h). La sixième colonne donne le ruissellement direct Qd généré par une pluie efficace de durée 2h et de hauteur 3,2 cm. Les ordonnées de Qd sont obtenues en multipliant les ordonnées de HU(2h) par 3,2. La septième colonne donne le ruissellement total Qt généré par une pluie efficace de durée égale à 2 heures et de hauteur 3,2 cm. Les ordonnées de Qt sont égales à la somme des ordonnées de Qd et de Qb.

La figure IX - 14, indique les différents hydrogrammes.

(1) t (h)	(2) Qt (m3/s)	(3) Qb (m3/s)	(4) Qd (m3/s)	(5) HU(2h)	(6) Qd(3,2cm)	(7) Qt(3,2cm)
11	10	10	0	0	0	10
12	10	10	0	0	0	10
13	24	10	14	7	22,4	32,4
14	40	10	30	15	48	58
15	31	10	21	10,5	33,6	43,6
16	20	10	10	5	16	26
17	15	10	5	2,5	8	18
18	10	10	0	0	0	10
19	10	10	0	0	0	10

Tableau IX-2 Solution du second exemple

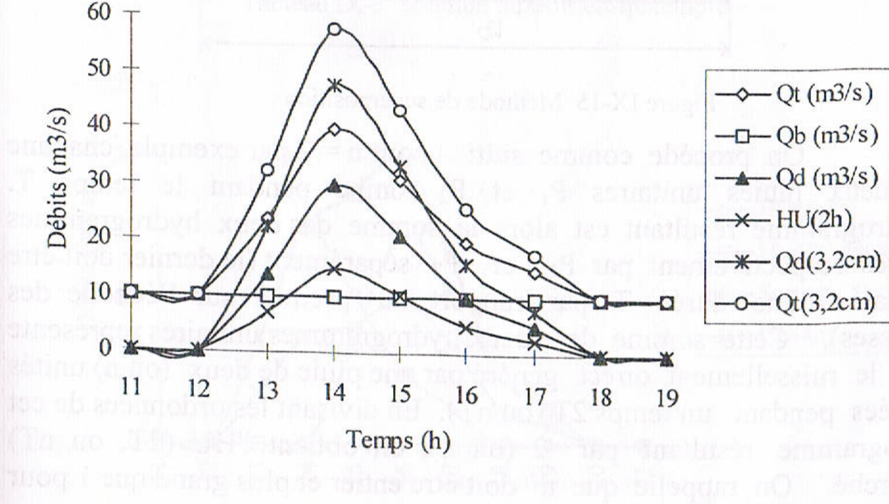


Figure IX-14 Solution de l'exemple 2

c - Le troisième type de problèmes

On donne l'HU de durée T et on demande de trouver l'HU de durée nT (n entier > 1).

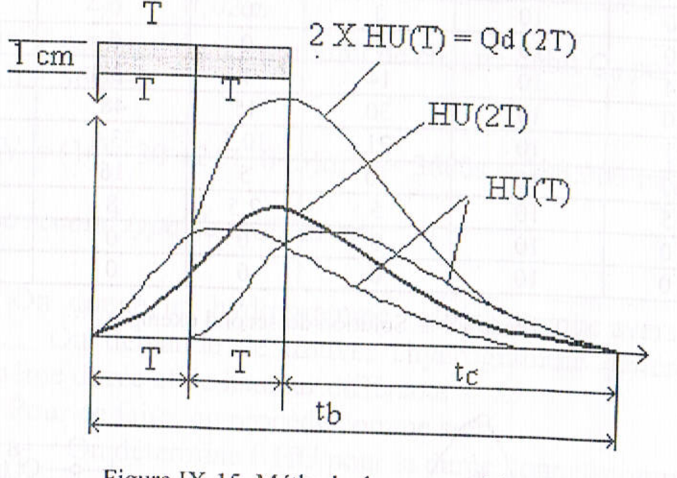


Figure IX-15 Méthode de superposition

On procède comme suit: pour n = 2 par exemple, chacune des deux pluies unitaires P_1 et P_2 tombe pendant le temps T. L'hydrogramme résultant est alors la somme des deux hydrogrammes générés respectivement par P_1 et P_2 séparément (le dernier doit être translaté d'une durée T par rapport au premier sur l'échelle des abscisses). Cette somme des deux hydrogrammes unitaires représente aussi le ruissellement direct généré par une pluie de deux (ou n) unités tombées pendant un temps 2T (ou nT). En divisant les ordonnées de cet hydrogramme résultant par 2 (ou n), on obtient l'HU (2T, ou nT) recherché. On rappelle que n doit être entier et plus grand que 1 pour pouvoir appliquer cette méthode.

Exemple 3

Soit l'HU(2h) trouvé dans l'exemple 1 ci-dessus. On demande de trouver l'HU(4h).

Solution : Le tableau IX - 3 détaille la résolution de l'exemple. Les deux premières colonnes donnent le temps et l'HU(2h). La troisième colonne donne l'HU(2h) décalé de 2 heures, par rapport au premier. La quatrième colonne est la somme des ordonnées des 2 (2h), c'est à dire la somme des colonnes 2 et 3. La cinquième colonne est égale à la colonne 4 divisée par 2.

(1) Temps	(2) HU(2h)	(3) HU(2h) décalé	(4) Somme	(5) HU(4h)
11	0		0	0
12	0	0	0	0
13	7	0	7	3,5
14	15	0	15	7,5
15	10,5	7	17,5	8,25
16	5	15	20	10
17	2,5	10,5	13	7
18	0	5	5	2,5
19	0	2,5	2,5	1,25
20	0	0	0	0
21	0	0	0	0

Tableau IX-3 Solution du troisième exemple

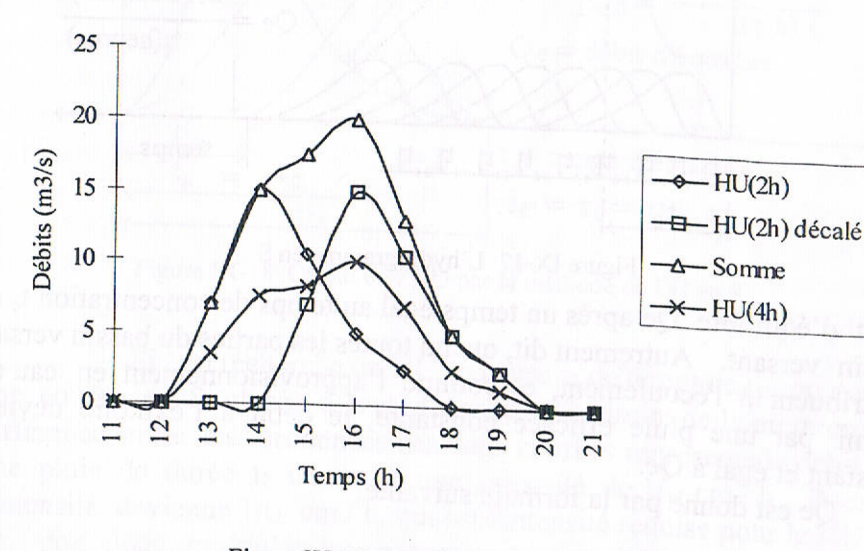


Figure IX-16 Solution de l' exemple 3.

3 - La méthode de l'hydrogramme en S

On a montré dans le paragraphe précédent, comment trouver un HU de durée nT (n entier > 0). La méthode de l'hydrogramme en S permet de trouver un HU de durée n'T, étant donné un HU(T) (quelque soit n' > 0).

La courbe en S est simplement l'hydrogramme total résultant d'une série d'averses continues et d'intensité uniforme, produisant 1 cm

de pluie pendant t_1 heures, sur le bassin versant, c'est-à-dire c'est l'hydrogramme généré par une pluie continue d'intensité $1/t_1$.

Une autre manière de visualiser l'hydrogramme en S est de le décrire comme étant la somme d'une série d'HU dont les origines sont toutes distantes de t_1 les, unes des autres, sur l'axe des abscisses. L'hydrogramme correspondant est dessiné en pointillé dans la figure IX – 17. Le débit à l'exutoire devient constant et égal à ce qu'on appelle

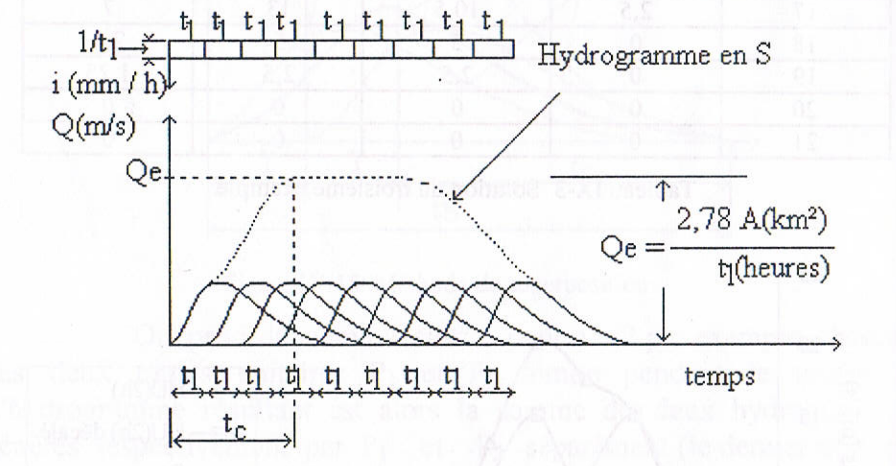


Figure IX-17 L'hydrogramme en S

débit d'équilibre Qe après un temps égal au temps de concentration t_c du bassin versant. Autrement dit, quand toutes les parties du bassin versant contribuent à l'écoulement, et comme l'approvisionnement en eau est fourni par une pluie efficace constante, le débit à l'exutoire devient constant et égal à Qe.

Qe est donné par la formule suivante:

$$Q_e = \frac{2,78\,A(km^2)}{t_1(h)}$$

La courbe en S est caractéristique de la durée T de l'HU (T = durée de la pluie efficace) et du bassin versant.

Si l'on dessine une courbe en S placée à une distance (ou temps) t_1 à droite de la première, la différence entre les ordonnées des deux courbes est égale à l'HU (t_1).

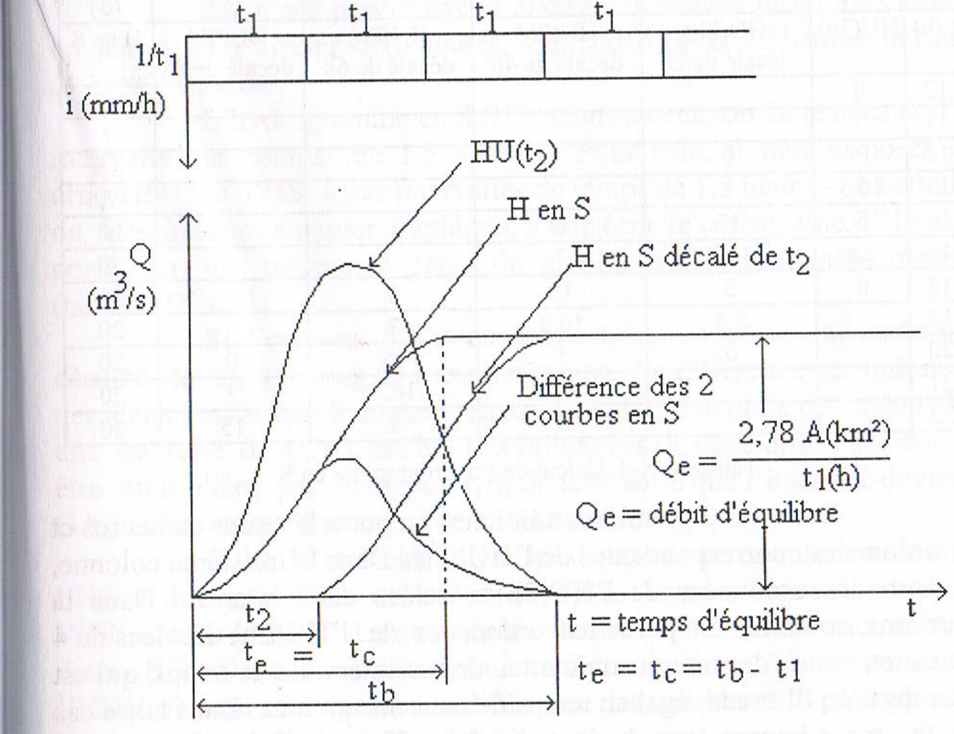


Figure IX-18 Calcul de l'HU par la méthode de l'H en S

Si on recherche un HU (t_2) avec t_2 différent de t_1, on dessine une courbe en S placée à une distance t_2 à droite de la première. La différence entre les ordonnées des deux courbes représente le débit dû à une pluie de durée t_2 heures à une intensité de $1/t_1$ cm / h. Pour que l'intensité devienne $1/t_2$ cm / h, qui est l'intensité requise pour le HU (t_2), on doit donc multiplier les ordonnées de cette différence par le rapport t_1 / t_2.

Exemple 4

Soit l'HU(2h) trouvé dans l'exemple 1 ci-dessus. On demande de trouver l'HU(1,5h).

Solution

Il faut tout d'abord calculer l'hydrogramme en S (HS). Pour ce faire, on établit le tableau IX – 4 :

(1) t (h)	(2) HU(2h)	(3) HU(2h) décalé de 2h	(4) HU(2h) décalé de 4h	(5) HU(2h) décalé de 6h	(6) HU(2h) décalé de 8h	(6) H en S
12	0					0
13	7					7
14	15	0				15
15	10,5	7				17,5
16	5	15	0			20
17	2,5	10,5	7			20
18	0	5	15	0		20
19		2,5	10,5	7		20
20		0	5	15	0	20
21			2,5	10,5	7	20
22			0	5	15	20

Tableau IX-4 Calcul de l'hydrogramme en S

Dans les 2 premières colonnes, on porte le temps en heures et les ordonnées correspondantes de l'HU(2h). Dans la troisième colonne, on porte les ordonnées de l'HU(2h) décalées de 2 heures. Dans la quatrième colonne, on porte les ordonnées de l'HU(2h) décalées de 4 heures et, ainsi de suite, jusqu'à atteindre un intervalle de temps, qui est le temps d'équilibre te, égal au temps de concentration tc. Dans notre cas tc = tb - tr = 4 heures (tr = durée de la pluie efficace). Donc, on atteint le débit d'équilibre Qe = 20 m^3/s au bout de 4 heures.

On vérifie la valeur de $Q_e = \frac{2,78\,A}{t_1} = \frac{2,78 \times 14,4\,km^2}{2\,heures} = 20,02\,m^3/s.$

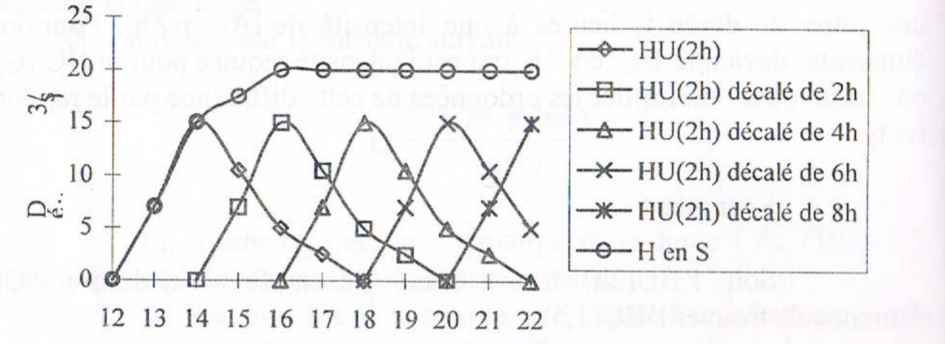


Figure IX-19 Calcul de l'hydrogramme en S

On n'est pas obligé d'allonger le tableau jusqu'à 22 heures; on aurait pu s'arrêter à 16 heures. Cependant, avec 22 heures, la figure est plus éloquente.

L'hydrogramme en S (HS) étant obtenu, on va le décaler d'un intervalle de temps de 1,5 heures. Pour cela, il faut disposer des ordonnées de l'HS à des intervalles de temps de 1,5 heures. A cette fin, on dessine sur du papier graphique, à une échelle convenable, l'HS et on porte sur un tableau, à partir du graphique, les ordonnées désirées (tableau IX - 5).

Si l'on veut l'HU de durée t_2(h), on porte la courbe en S décalée de t_2(h) le long de l'axe des temps. La différence des ordonnées des deux courbes en S donne le ruissellement d'une pluie de durée t_2(h) à une intensité de $(1/t_1)$ cm/h. Les ordonnées de cette différence doivent être multipliées par le rapport t_1/t_2 de telle sorte que l'intensité devienne $(1/t_2)$ cm/h, qui est l'intensité de l'HU de durée t_2(h) .

Dans le tableau IX - 5, les deux premières colonnes donnent l'HS à des intervalles de temps de 1,5 h. La troisième colonne donne l'HS décalé de 1,5 h. La quatrième colonne donne la différence entre les deux HS. Dans la cinquième colonne, on porte les ordonnées de l'HU(1,5h) qui sont égales à la différence des courbes en S multipliée par le rapport 2h / 1,5h.

1 t(h)	2 HS(2h)	3 HS(2h) décalé de 1,5 h	4 Différence 2 - 3	5 HU(1,5h)
12	0		0,0	0,0
12,5	3,4		3,4	4,5
13	7		7,0	9,3
13,5	11,3	0	11,3	15,1
14	15	3,4	11,6	15,5
14,5	16,5	7	9,5	12,7
15	17,5	11,3	6,2	8,3
15,5	18,8	15	3,8	5,1
16	20	16,5	3,5	4,7
16,5	20	17,5	2,5	3,3
17	20	18,8	1,2	1,6
17,5	20	20	0,0	0,0
18	20	20	0,0	0,0

Tableau IX-5 Solution du quatrième exemple

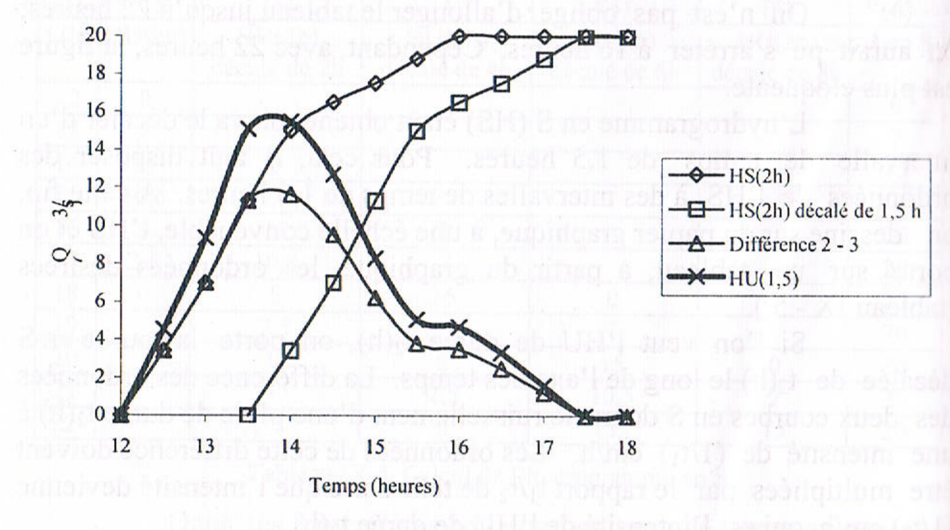


Figure IX-20 Calcul de l'HU(2h)

4 - La méthode du Gradex

La méthode du gradex permet de déterminer les débits de crues exceptionnelles à partir des données pluviométriques qui sont généralement disponibles sur des périodes plus longues. Il faut néanmoins, disposer d'une série de débits longue d'au moins 10 ans pour être en mesure d'appliquer cette méthode.

En général, les pluies maximales de 24 heures de durée, génératrices de crues, s'ajustent bien à une loi de Gumbel:

$$F(x) = FND = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$$

On appellera gradex la valeur $1/\alpha$, c'est à dire la pente de la droite d'ajustement sur du papier de probabilité Gumbel dont l'équation est : $x = \frac{1}{\alpha} y + x_0$.

On peut supposer que la capacité de rétention d'un bassin versant a une limite (l'infiltration, les pertes ne sont pas illimitées) qui est atteinte pour de fortes pluies. Ceci veut dire qu'à partir d'une certaine hauteur de pluie, autrement dit à partir d'une pluie d'une certaine

fréquence tombée sur le bassin versant, toute quantité d'eau supplémentaire précipitée s'écoule intégralement.

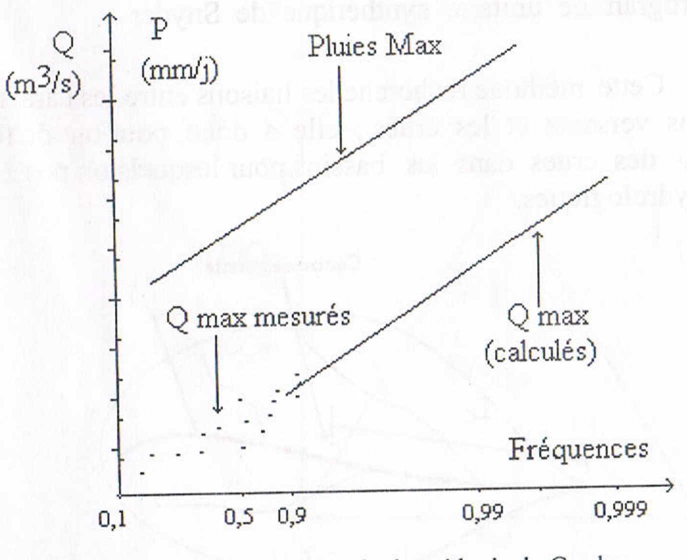


Figure IX-21 Fondements de la méthode du Gradex

Ceci nous amène à conclure que les débits maximum journaliers sont répartis, sur du papier de probabilité Gumbel, sur une droite parallèle à celle de la loi de distribution des pluies journalières.

On peut ainsi déterminer les débits de crue à partir des fortes valeurs de pluie observées en traçant une droite parallèle à la droite de répartition de ces pluies sur le papier de probabilité de Gumbel.

En pratique, on trace le plus souvent la droite de débits à partir de la crue de fréquence 0,9 (décennale), où l'on suppose que la capacité de rétention du bassin a atteint une valeur constante.

Les étapes à suivre pour l'application de la méthode du GRADEX sont les suivantes:

a - On procède à l'ajustement graphique des pluies maximales à une loi de Gumbel. On détermine ensuite le gradex $1/\alpha$ (pente de la droite).

b - On reporte sur le même graphique, en prenant garde aux unités et aux échelles utilisées, les valeurs des débits maximum observés pendant une période d'au moins une dizaine d'années.

c - A partir du débit de fréquence FND = 0,9, on trace une droite parallèle à celle de la répartition des pluies journalières (de même

pente $1/\alpha$). Sur cette droite, on lit directement les valeurs des débits de fréquence voulue.

5 - L'hydrogramme unitaire synthétique de Snyder

Cette méthode recherche les liaisons entre les caractéristiques des bassins versants et les crues ; elle a donc pour but de fournir des estimations des crues dans les bassins pour lesquels on possède peu de données hydrologiques.

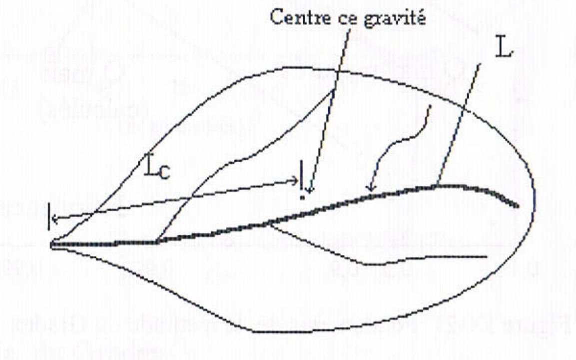


Figure IX - 22 Caractéristiques du bassin versant utilisé dans la méthodes de Snyder

L'hydrogramme unitaire de Snyder (figure IX-23) est défini par les relations suivantes:

$$t_p = C_t(L.L_c)^{0,3};\quad Q_p = \frac{C_p.A}{t_p};\quad T_{br} = 3 + \frac{3t_p}{24};$$

$$W_{50} = \frac{770}{Q_p^{1,08}};\qquad W_{75} = \frac{440}{Q_p^{1,08}};$$

où tr est la durée de la pluie effective,

tp le temps entre le milieu de la pluie et le sommet de l'hydrogramme,

Qp le débit de pointe de l'HU

L la longueur de l'oued, de la ligne des crêtes à l'exutoire,

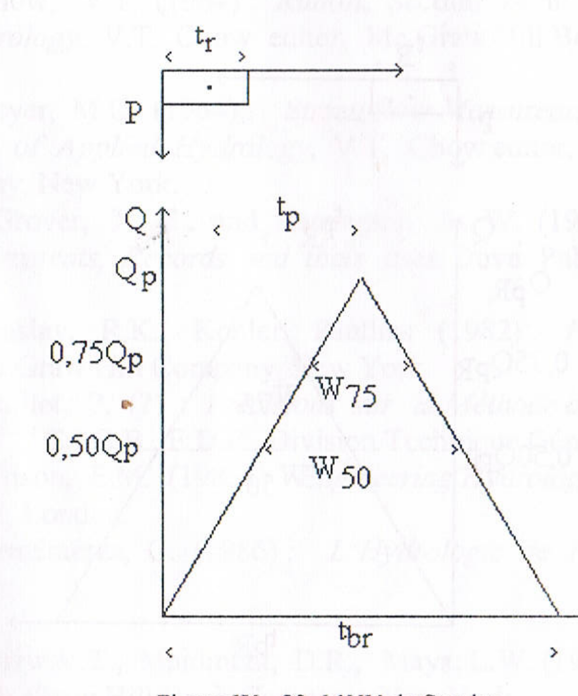


Figure IX - 23 L'HU de Snyder

Lc la longueur de l'oued, du centre de gravité du bassi versant à l'exutoire,

Ct et Cp des coefficients qui dépendent des unités utilisées e des caractéristiques du bassin versant, et

Tbr le temps de base de l'HU.

L'hydrogramme recherché est défini par les relations suivantes:

$$t_{pR} = t_p + \frac{t_R - t_r}{4};\quad Q_{pR} = \frac{C_pA}{t_{pR}};\quad T_{bR} = 3 + 3\frac{t_{pR}}{24};\ W_{50} = \frac{770}{Q_{pR}}$$

$$W_{75} = \frac{440}{Q_{pR}};$$

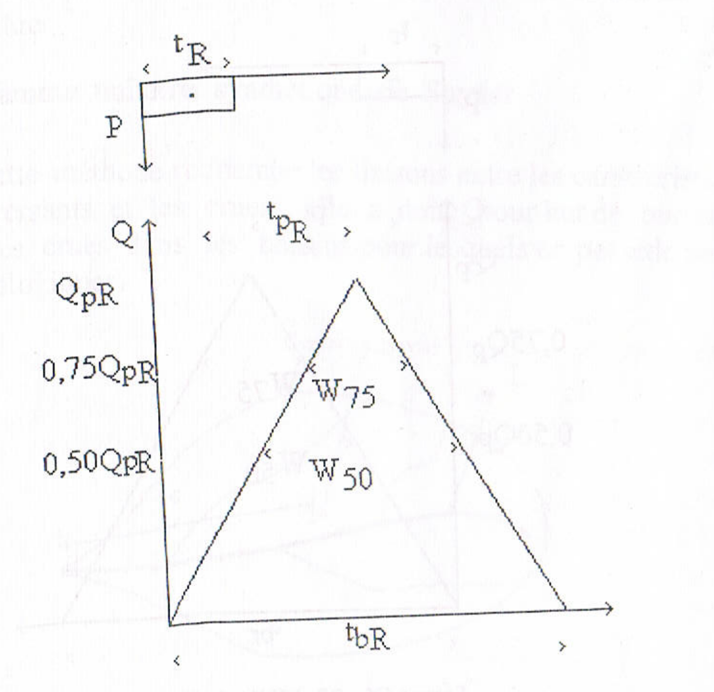


Figure IX - 24 L'hydrogramme unitaire recherché

où: tpR = temps entre le milieu de la pluie et le sommet de l'hydrogramme recherché,

tR = durée de la pluie dont on cherche l'hydrogramme,

QpR = débit de pointe de l'hydrogamme recherché,

A = superficie du bassin versant,

TbR = temps de base de l'hydrogramme recherché.

Après avoir calculé ces caractéristiques, on dessine les deux hydrogrammes (l'HU et l'hydrogramme recherché) sur du papier graphique.

E - BIBLIOGRAPHIE

Meinzer, O.E. (1942) : *Hydrlogy*, Dover Publications, Inc., New York.

Chow, V.T. (1964) : *Runoff*, Section 14 in *Handbook of Applied Hydrology*, V.T. Chow editor, Mc Graw Hill Book Company, New York.

Bayer, M.C. (1964) : *Streamflow Measurement*, Section 1[…] in *Handbook of Applied Hydrology*, V.T. Chow editor, Mc Graw Hil[l] Book Company, New York.

Grover, N. C . and Harrington, A. W. (1966) : *Strea[m] Flow, Measurements, Records and their uses*, Dover Publications Inc. New York.

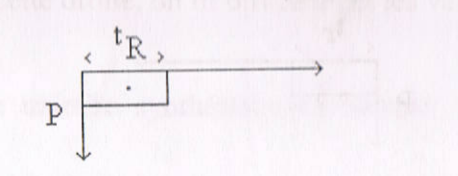
Linslay, R.K., Kohler, Paulhus (1982) : *Hydrology fo[r] Engineers*, Mc Graw Hill Company, New York.

Guillot, P. (?) : *Précisions sur la Méthode du Gradex{ X[…]* "Gradex" *}*, Xi[ième] C.I.G.B., E.D.F., Division Technique Générale, France.

Wilson, E.M. (1985) : *Engineering Hydrology*, Mac Milla[n] Publishers Ltd, London.

Réméniéras, G. (1986) : *L'Hydrologie de l'Ingénieur*, éd[.] Eyrolles, Paris.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988) : *Applie[d] Hydrology*, Mc Graw Hill Book Company, New York.



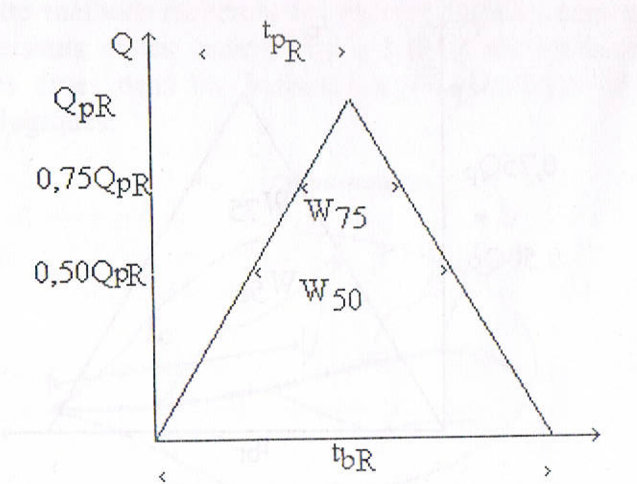


Figure IX - 24 L'hydrogramme unitaire recherché

où: tpR = temps entre le milieu de la pluie et le sommet de l'hydrogramme recherché,

tR = durée de la pluie dont on cherche l'hydrogramme,

QpR = débit de pointe de l'hydrogamme recherché,

A = superficie du bassin versant,

TbR = temps de base de l'hydrogramme recherché.

Après avoir calculé ces caractéristiques, on dessine les deux hydrogrammes (l'HU et l'hydrogramme recherché) sur du papier graphique.

E - BIBLIOGRAPHIE

Meinzer, O.E. (1942) : *Hydrlogy,* Dover Publications, Inc., New York.

Chow, V.T. (1964) : *Runoff,* Section 14 in *Handbook of Applied Hydrology,* V.T. Chow editor, Mc Graw Hill Book Company, New York.

Bayer, M.C. (1964) : *Streamflow Measurement,* Section 15 in *Handbook of Applied Hydrology,* V.T. Chow editor, Mc Graw Hill Book Company, New York.

Grover, N. C . and Harrington, A. W. (1966) : *Stream Flow, Measurements, Records and their uses,* Dover Publications Inc., New York.

Linslay, R.K., Kohler, Paulhus (1982) : *Hydrology for Engineers,* Mc Graw Hill Company, New York.

Guillot, P. (?) : *Précisions sur la Méthode du Gradex{ XE "Gradex" },* Xi[ième] C.I.G.B., E.D.F., Division Technique Générale, France.

Wilson, E.M. (1985) : *Engineering Hydrology,* Mac Millan Publishers Ltd, London.

Réméniéras, G. (1986) : *L'Hydrologie de l'Ingénieur,* éd. Eyrolles, Paris.

Chow,V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988) : *Applied Hydrology,* Mc Graw Hill Book Company, New York.

ANNEXES

ANNEXE 1

TABLE DE LA LOI NORMALE (FND)

- ? z 0 + ?

z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-3	0.00135	0.00097	0.00069	0.00048	0.00034	0.00023	0.00016	0.00011	7.2E-05	4.8E-05
-2.9	0.00187	0.00181	0.00175	0.00169	0.00164	0.00159	0.00154	0.00149	0.00144	0.00139
-2.8	0.00256	0.00248	0.0024	0.00233	0.00226	0.00219	0.00212	0.00205	0.00199	0.00193
-2.7	0.00347	0.00336	0.00326	0.00317	0.00307	0.00298	0.00289	0.0028	0.00272	0.00264
-2.6	0.00466	0.00453	0.0044	0.00427	0.00415	0.00402	0.00391	0.00379	0.00368	0.00357
-2.5	0.00621	0.00604	0.00587	0.0057	0.00554	0.00539	0.00523	0.00508	0.00494	0.0048
-2.4	0.0082	0.00798	0.00776	0.00755	0.00734	0.00714	0.00695	0.00676	0.00657	0.00639
-2.3	0.01072	0.01044	0.01017	0.0099	0.00964	0.00939	0.00914	0.00889	0.00866	0.00842
-2.2	0.0139	0.01355	0.01321	0.01287	0.01255	0.01222	0.01191	0.0116	0.0113	0.01101
-2.1	0.01786	0.01743	0.017	0.01659	0.01618	0.01578	0.01539	0.015	0.01463	0.01426
-2	0.02275	0.02222	0.02169	0.02118	0.02068	0.02018	0.0197	0.01923	0.01876	0.01831
-1.9	0.02872	0.02807	0.02743	0.0268	0.02619	0.02559	0.025	0.02442	0.02385	0.0233
-1.8	0.03593	0.03515	0.03438	0.03362	0.03288	0.03216	0.03144	0.03074	0.03005	0.02938
-1.7	0.04457	0.04363	0.04272	0.04182	0.04093	0.04006	0.0392	0.03836	0.03754	0.03673
-1.6	0.0548	0.0537	0.05262	0.05155	0.0505	0.04947	0.04846	0.04746	0.04648	0.04551
-1.5	0.06681	0.06552	0.06426	0.06301	0.06178	0.06057	0.05938	0.05821	0.05705	0.05592
-1.4	0.08076	0.07927	0.0778	0.07636	0.07493	0.07353	0.07215	0.07078	0.06944	0.06811
-1.3	0.0968	0.0951	0.09342	0.09176	0.09012	0.08851	0.08692	0.08534	0.08379	0.08226
-1.2	0.11507	0.11314	0.11123	0.10935	0.10749	0.10565	0.10383	0.10204	0.10027	0.09853
-1.1	0.13567	0.1335	0.13136	0.12924	0.12714	0.12507	0.12302	0.121	0.119	0.11702
-1	0.15866	0.15625	0.15386	0.15151	0.14917	0.14686	0.14457	0.14231	0.14007	0.13786
-0.9	0.18406	0.18141	0.17879	0.17619	0.17361	0.17106	0.16853	0.16602	0.16354	0.16109
-0.8	0.21186	0.20897	0.20611	0.20327	0.20045	0.19766	0.19489	0.19215	0.18943	0.18673
-0.7	0.24196	0.23885	0.23576	0.2327	0.22965	0.22663	0.22363	0.22065	0.2177	0.21476
-0.6	0.27425	0.27093	0.26763	0.26435	0.26109	0.25785	0.25463	0.25143	0.24825	0.2451
-0.5	0.30854	0.30503	0.30153	0.29806	0.2946	0.29116	0.28774	0.28434	0.28096	0.2776
-0.4	0.34458	0.3409	0.33724	0.3336	0.32997	0.32636	0.32276	0.31918	0.31561	0.31207
-0.3	0.38209	0.37828	0.37448	0.3707	0.36693	0.36317	0.35942	0.35569	0.35197	0.34827
-0.2	0.42074	0.41683	0.41294	0.40905	0.40517	0.40129	0.39743	0.39358	0.38974	0.38591
-0.1	0.46017	0.4562	0.45224	0.44828	0.44433	0.44038	0.43644	0.43251	0.42858	0.42465
-0.0	0.5	0.49601	0.49202	0.48803	0.48405	0.48006	0.47608	0.4721	0.46812	0.46414

Cette table donne la valeur de la FND pour un - 3.9 ? z ? + 3.9. Les entrées en face de + 3 et de – 3 sont pour 3.0, 3.1, 3.2, etc., et – 3.0, - 3.1, - 3.2, etc., respectivement.

z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5	0.50399	0.50798	0.51197	0.51595	0.51994	0.52392	0.5279	0.53188	0.53586
0.1	0.53983	0.5438	0.54776	0.55172	0.55567	0.55962	0.56356	0.56749	0.57142	0.57535
0.2	0.57926	0.58317	0.58706	0.59095	0.59483	0.59871	0.60257	0.60642	0.61026	0.61409
0.3	0.61791	0.62172	0.62552	0.6293	0.63307	0.63683	0.64058	0.64431	0.64803	0.65173
0.4	0.65542	0.6591	0.66276	0.6664	0.67003	0.67364	0.67724	0.68082	0.68439	0.68793
0.5	0.69146	0.69497	0.69847	0.70194	0.7054	0.70884	0.71226	0.71566	0.71904	0.7224
0.6	0.72575	0.72907	0.73237	0.73565	0.73891	0.74215	0.74537	0.74857	0.75175	0.7549
0.7	0.75804	0.76115	0.76424	0.7673	0.77035	0.77337	0.77637	0.77935	0.7823	0.78524
0.8	0.78814	0.79103	0.79389	0.79673	0.79955	0.80234	0.80511	0.80785	0.81057	0.81327
0.9	0.81594	0.81859	0.82121	0.82381	0.82639	0.82894	0.83147	0.83398	0.83646	0.83891
1.0	0.84134	0.84375	0.84614	0.84849	0.85083	0.85314	0.85543	0.85769	0.85993	0.86214
1.1	0.86433	0.8665	0.86864	0.87076	0.87286	0.87493	0.87698	0.879	0.881	0.88298
1.2	0.88493	0.88686	0.88877	0.89065	0.89251	0.89435	0.89617	0.89796	0.89973	0.90147
1.3	0.9032	0.9049	0.90658	0.90824	0.90988	0.91149	0.91308	0.91466	0.91621	0.91774
1.4	0.91924	0.92073	0.9222	0.92364	0.92507	0.92647	0.92785	0.92922	0.93056	0.93189
1.5	0.93319	0.93448	0.93574	0.93699	0.93822	0.93943	0.94062	0.94179	0.94295	0.94408
1.6	0.9452	0.9463	0.94738	0.94845	0.9495	0.95053	0.95154	0.95254	0.95352	0.95449
1.7	0.95543	0.95637	0.95728	0.95818	0.95907	0.95994	0.9608	0.96164	0.96246	0.96327
1.8	0.96407	0.96485	0.96562	0.96638	0.96712	0.96784	0.96856	0.96926	0.96995	0.97062
1.9	0.97128	0.97193	0.97257	0.9732	0.97381	0.97441	0.975	0.97558	0.97615	0.9767
2.0	0.97725	0.97778	0.97831	0.97882	0.97932	0.97982	0.9803	0.98077	0.98124	0.98169
2.1	0.98214	0.98257	0.983	0.98341	0.98382	0.98422	0.98461	0.985	0.98537	0.98574
2.2	0.9861	0.98645	0.98679	0.98713	0.98745	0.98778	0.98809	0.9884	0.9887	0.98899
2.3	0.98928	0.98956	0.98983	0.9901	0.99036	0.99061	0.99086	0.99111	0.99134	0.99158
2.4	0.9918	0.99202	0.99224	0.99245	0.99266	0.99286	0.99305	0.99324	0.99343	0.99361
2.5	0.99379	0.99396	0.99413	0.9943	0.99446	0.99461	0.99477	0.99492	0.99506	0.9952
2.6	0.99534	0.99547	0.9956	0.99573	0.99585	0.99598	0.99609	0.99621	0.99632	0.99643
2.7	0.99653	0.99664	0.99674	0.99683	0.99693	0.99702	0.99711	0.9972	0.99728	0.99736
2.8	0.99744	0.99752	0.9976	0.99767	0.99774	0.99781	0.99788	0.99795	0.99801	0.99807
2.9	0.99813	0.99819	0.99825	0.99831	0.99836	0.99841	0.99846	0.99851	0.99856	0.99861
3	0.99865	0.99903	0.99931	0.99952	0.99966	0.99977	0.99984	0.99989	0.99993	0.99995

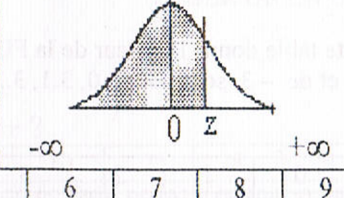
TABLE DE LA LOI NORMALE (FD)

z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-3	0.99865	0.99869	0.99874	0.99878	0.99882	0.99886	0.99889	0.99893	0.99896	0.999
-2.9	0.99813	0.99819	0.99825	0.99831	0.99836	0.99841	0.99846	0.99851	0.99856	0.99861
-2.8	0.99744	0.99752	0.9976	0.99767	0.99774	0.99781	0.99788	0.99795	0.99801	0.99807
-2.7	0.99653	0.99664	0.99674	0.99683	0.99693	0.99702	0.99711	0.9972	0.99728	0.99736
-2.6	0.99534	0.99547	0.9956	0.99573	0.99585	0.99598	0.99609	0.99621	0.99632	0.99643
-2.5	0.99379	0.99396	0.99413	0.9943	0.99446	0.99461	0.99477	0.99492	0.99506	0.9952
-2.4	0.9918	0.99202	0.99224	0.99245	0.99266	0.99286	0.99305	0.99324	0.99343	0.99361
-2.3	0.98928	0.98956	0.98983	0.9901	0.99036	0.99061	0.99086	0.99111	0.99134	0.99158
-2.2	0.9861	0.98645	0.98679	0.98713	0.98745	0.98778	0.98809	0.9884	0.9887	0.98899
-2.1	0.98214	0.98257	0.983	0.98341	0.98382	0.98422	0.98461	0.985	0.98537	0.98574
-2	0.97725	0.97778	0.97831	0.97882	0.97932	0.97982	0.9803	0.98077	0.98124	0.98169
-1.9	0.97128	0.97193	0.97257	0.9732	0.97381	0.97441	0.975	0.97558	0.97615	0.9767
-1.8	0.96407	0.96485	0.96562	0.96638	0.96712	0.96784	0.96856	0.96926	0.96995	0.97062
-1.7	0.95543	0.95637	0.95728	0.95818	0.95907	0.95994	0.9608	0.96164	0.96246	0.96327
-1.6	0.9452	0.9463	0.94738	0.94845	0.9495	0.95053	0.95154	0.95254	0.95352	0.95449
-1.5	0.93319	0.93448	0.93574	0.93699	0.93822	0.93943	0.94062	0.94179	0.94295	0.94408
-1.4	0.91924	0.92073	0.9222	0.92364	0.92507	0.92647	0.92785	0.92922	0.93056	0.93189
-1.3	0.9032	0.9049	0.90658	0.90824	0.90988	0.91149	0.91308	0.91466	0.91621	0.91774
-1.2	0.88493	0.88686	0.88877	0.89065	0.89251	0.89435	0.89617	0.89796	0.89973	0.90147
-1.1	0.86433	0.8665	0.86864	0.87076	0.87286	0.87493	0.87698	0.879	0.881	0.88298
-1	0.84134	0.84375	0.84614	0.84849	0.85083	0.85314	0.85543	0.85769	0.85993	0.86214
-0.9	0.81594	0.81859	0.82121	0.82381	0.82639	0.82894	0.83147	0.83398	0.83646	0.83891
-0.8	0.78814	0.79103	0.79389	0.79673	0.79955	0.80234	0.80511	0.80785	0.81057	0.81327
-0.7	0.75804	0.76115	0.76424	0.7673	0.77035	0.77337	0.77637	0.77935	0.7823	0.78524
-0.6	0.72575	0.72907	0.73237	0.73565	0.73891	0.74215	0.74537	0.74857	0.75175	0.7549
-0.5	0.69146	0.69497	0.69847	0.70194	0.7054	0.70884	0.71226	0.71566	0.71904	0.7224
-0.4	0.65542	0.6591	0.66276	0.6664	0.67003	0.67364	0.67724	0.68082	0.68439	0.68793
-0.3	0.61791	0.62172	0.62552	0.6293	0.63307	0.63683	0.64058	0.64431	0.64803	0.65173
-0.2	0.57926	0.58317	0.58706	0.59095	0.59483	0.59871	0.60257	0.60642	0.61026	0.61409
-0.1	0.53983	0.5438	0.54776	0.55172	0.55567	0.55962	0.56356	0.56749	0.57142	0.57535
-0	0.5	0.50399	0.50798	0.51197	0.51595	0.51994	0.52392	0.5279	0.53188	0.53586

Cette table donne la valeur de la FD pour un - 3.9 ? z ? + 3.9. Les entrées en face de + 3 et de – 3 sont pour 3.0, 3.1, 3.2, etc., et – 3.0, - 3.1, - 3.2, etc., respectivement.

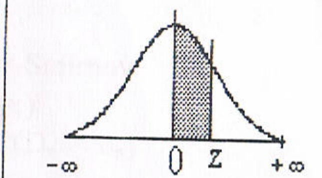
z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.5	0.49601	0.49202	0.48803	0.48405	0.48006	0.47608	0.4721	0.46812	0.46414
0.1	0.46017	0.4562	0.45224	0.44828	0.44433	0.44038	0.43644	0.43251	0.42858	0.42465
0.2	0.42074	0.41683	0.41294	0.40905	0.40517	0.40129	0.39743	0.39358	0.38974	0.38591
0.3	0.38209	0.37828	0.37448	0.3707	0.36693	0.36317	0.35942	0.35569	0.35197	0.34827
0.4	0.34458	0.3409	0.33724	0.3336	0.32997	0.32636	0.32276	0.31918	0.31561	0.31207
0.5	0.30854	0.30503	0.30153	0.29806	0.2946	0.29116	0.28774	0.28434	0.28096	0.2776
0.6	0.27425	0.27093	0.26763	0.26435	0.26109	0.25785	0.25463	0.25143	0.24825	0.2451
0.7	0.24196	0.23885	0.23576	0.2327	0.22965	0.22663	0.22363	0.22065	0.2177	0.21476
0.8	0.21186	0.20897	0.20611	0.20327	0.20045	0.19766	0.19489	0.19215	0.18943	0.18673
0.9	0.18406	0.18141	0.17879	0.17619	0.17361	0.17106	0.16853	0.16602	0.16354	0.16109
1.0	0.15866	0.15625	0.15386	0.15151	0.14917	0.14686	0.14457	0.14231	0.14007	0.13786
1.1	0.13567	0.1335	0.13136	0.12924	0.12714	0.12507	0.12302	0.121	0.119	0.11702
1.2	0.11507	0.11314	0.11123	0.10935	0.10749	0.10565	0.10383	0.10204	0.10027	0.09853
1.3	0.0968	0.0951	0.09342	0.09176	0.09012	0.08851	0.08692	0.08534	0.08379	0.08226
1.4	0.08076	0.07927	0.0778	0.07636	0.07493	0.07353	0.07215	0.07078	0.06944	0.06811
1.5	0.06681	0.06552	0.06426	0.06301	0.06178	0.06057	0.05938	0.05821	0.05705	0.05592
1.6	0.0548	0.0537	0.05262	0.05155	0.0505	0.04947	0.04846	0.04746	0.04648	0.04551
1.7	0.04457	0.04363	0.04272	0.04182	0.04093	0.04006	0.0392	0.03836	0.03754	0.03673
1.8	0.03593	0.03515	0.03438	0.03362	0.03288	0.03216	0.03144	0.03074	0.03005	0.02938
1.9	0.02872	0.02807	0.02743	0.0268	0.02619	0.02559	0.025	0.02442	0.02385	0.0233
2.0	0.02275	0.02222	0.02169	0.02118	0.02068	0.02018	0.0197	0.01923	0.01876	0.01831
2.1	0.01786	0.01743	0.017	0.01659	0.01618	0.01578	0.01539	0.015	0.01463	0.01426
2.2	0.0139	0.01355	0.01321	0.01287	0.01255	0.01222	0.01191	0.0116	0.0113	0.01101
2.3	0.01072	0.01044	0.01017	0.0099	0.00964	0.00939	0.00914	0.00889	0.00866	0.00842
2.4	0.0082	0.00798	0.00776	0.00755	0.00734	0.00714	0.00695	0.00676	0.00657	0.00639
2.5	0.00621	0.00604	0.00587	0.0057	0.00554	0.00539	0.00523	0.00508	0.00494	0.0048
2.6	0.00466	0.00453	0.0044	0.00427	0.00415	0.00402	0.00391	0.00379	0.00368	0.00357
2.7	0.00347	0.00336	0.00326	0.00317	0.00307	0.00298	0.00289	0.0028	0.00272	0.00264
2.8	0.00256	0.00248	0.0024	0.00233	0.00226	0.00219	0.00212	0.00205	0.00199	0.00193
2.9	0.00187	0.00181	0.00175	0.00169	0.00164	0.00159	0.00154	0.00149	0.00144	0.00139
3	0.00135	0.00097	0.00169	0.00048	0.00034	0.00023	0.00016	0.00011	7.2E-05	4.8E-05

Annexe 1c : Table de la loi normale de - ∞ à z



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0,5	0,504	0,508	0,512	0,516	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,591	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,648	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,67	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,695	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,719	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,758	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,791	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,834	0,8365	0,8389
1	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,877	0,879	0,881	0,883
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,898	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,937	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,975	0,9756	0,9761	0,9767
2	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,983	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,985	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,989
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,992	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,994	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,996	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,997	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,1	0,999	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,5	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998
3,7	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999
3,9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

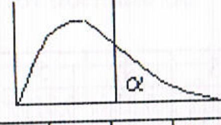
Annexe 1d : Table de la loi normale de Zéro à z



z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	0,004	0,008	0,012	0,016	0,0199	0,0239	0,0279	0,0319	0,0359
0,1	0,0398	0,0438	0,0478	0,0517	0,0557	0,0596	0,0636	0,0675	0,0714	0,0753
0,2	0,0793	0,0832	0,0871	0,091	0,0948	0,0987	0,1026	0,1064	0,1103	0,1141
0,3	0,1179	0,1217	0,1255	0,1293	0,1331	0,1368	0,1406	0,1443	0,148	0,1517
0,4	0,1554	0,1591	0,1628	0,1664	0,17	0,1736	0,1772	0,1808	0,1844	0,1879
0,5	0,1915	0,195	0,1985	0,2019	0,2054	0,2088	0,2123	0,2157	0,219	0,2224
0,6	0,2257	0,2291	0,2324	0,2357	0,2389	0,2422	0,2454	0,2486	0,2517	0,2549
0,7	0,258	0,2611	0,2642	0,2673	0,2704	0,2734	0,2764	0,2794	0,2823	0,2852
0,8	0,2881	0,291	0,2939	0,2967	0,2995	0,3023	0,3051	0,3078	0,3106	0,3133
0,9	0,3159	0,3186	0,3212	0,3238	0,3264	0,3289	0,3315	0,334	0,3365	0,3389
1	0,3413	0,3438	0,3461	0,3485	0,3508	0,3531	0,3554	0,3577	0,3599	0,3621
1,1	0,3643	0,3665	0,3686	0,3708	0,3729	0,3749	0,377	0,379	0,381	0,383
1,2	0,3849	0,3869	0,3888	0,3907	0,3925	0,3944	0,3962	0,398	0,3997	0,4015
1,3	0,4032	0,4049	0,4066	0,4082	0,4099	0,4115	0,4131	0,4147	0,4162	0,4177
1,4	0,4192	0,4207	0,4222	0,4236	0,4251	0,4265	0,4279	0,4292	0,4306	0,4319
1,5	0,4332	0,4345	0,4357	0,437	0,4382	0,4394	0,4406	0,4418	0,4429	0,4441
1,6	0,4452	0,4463	0,4474	0,4484	0,4495	0,4505	0,4515	0,4525	0,4535	0,4545
1,7	0,4554	0,4564	0,4573	0,4582	0,4591	0,4599	0,4608	0,4616	0,4625	0,4633
1,8	0,4641	0,4649	0,4656	0,4664	0,4671	0,4678	0,4686	0,4693	0,4699	0,4706
1,9	0,4713	0,4719	0,4726	0,4732	0,4738	0,4744	0,475	0,4756	0,4761	0,4767
2	0,4772	0,4778	0,4783	0,4788	0,4793	0,4798	0,4803	0,4808	0,4812	0,4817
2,1	0,4821	0,4826	0,483	0,4834	0,4838	0,4842	0,4846	0,485	0,4854	0,4857
2,2	0,4861	0,4864	0,4868	0,4871	0,4875	0,4878	0,4881	0,4884	0,4887	0,489
2,3	0,4893	0,4896	0,4898	0,4901	0,4904	0,4906	0,4909	0,4911	0,4913	0,4916
2,4	0,4918	0,492	0,4922	0,4925	0,4927	0,4929	0,4931	0,4932	0,4934	0,4936
2,5	0,4938	0,494	0,4941	0,4943	0,4945	0,4946	0,4948	0,4949	0,4951	0,4952
2,6	0,4953	0,4955	0,4956	0,4957	0,4959	0,496	0,4961	0,4962	0,4963	0,4964
2,7	0,4965	0,4966	0,4967	0,4968	0,4969	0,497	0,4971	0,4972	0,4973	0,4974
2,9	0,4981	0,4982	0,4982	0,4983	0,4984	0,4984	0,4985	0,4985	0,4986	0,4986
3,1	0,499	0,4991	0,4991	0,4991	0,4992	0,4992	0,4992	0,4992	0,4993	0,4993
3,3	0,4995	0,4995	0,4995	0,4996	0,4996	0,4996	0,4996	0,4996	0,4996	0,4997
3,5	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998	0,4998
3,7	0,4999	0,4999	0,4999	0,4999	0,4999	0,4999	0,4999	0,4999	0,4999	0,4999
3,9	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

ANNEXE 2

Table du Khi-Deux



↓ν, α→	0,995	0,99	0,975	0,95	0,75	0,5	0,25	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
1	4E-05	2E-04	1E-03	0,004	0,102	0,455	1,323	2,706	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,02	0,051	0,103	0,575	1,386	2,773	4,605	5,991	7,378	9,21	10,6
3	0,072	0,115	0,216	0,352	1,213	2,366	4,108	6,251	7,815	9,348	11,34	12,84
4	0,207	0,297	0,484	0,711	1,923	3,357	5,385	7,779	9,488	11,14	13,28	14,86
5	0,412	0,554	0,831	1,145	2,675	4,351	6,626	9,236	11,07	12,83	15,09	16,75
6	0,676	0,872	1,237	1,635	3,455	5,348	7,841	10,64	12,59	14,45	16,81	18,55
7	0,989	1,239	1,69	2,167	4,255	6,346	9,037	12,02	14,07	16,01	18,48	20,28
8	1,344	1,647	2,18	2,733	5,071	7,344	10,22	13,36	15,51	17,53	20,09	21,95
9	1,735	2,088	2,7	3,325	5,899	8,343	11,39	14,68	16,92	19,02	21,67	23,59
10	2,156	2,558	3,247	3,94	6,737	9,342	12,55	15,99	18,31	20,48	23,21	25,19
11	2,603	3,053	3,816	4,575	7,584	10,34	13,7	17,28	19,68	21,92	24,73	26,76
12	3,074	3,571	4,404	5,226	8,438	11,34	14,85	18,55	21,03	23,34	26,22	28,3
13	3,565	4,107	5,009	5,892	9,299	12,34	15,98	19,81	22,36	24,74	27,69	29,82
14	4,075	4,66	5,629	6,571	10,17	13,34	17,12	21,06	23,68	26,12	29,14	31,32
15	4,601	5,229	6,262	7,261	11,04	14,34	18,25	22,31	25	27,49	30,58	32,8
16	5,142	5,812	6,908	7,962	11,91	15,34	19,37	23,54	26,3	28,85	32	34,27
17	5,697	6,408	7,564	8,672	12,79	16,34	20,49	24,77	27,59	30,19	33,41	35,72
18	6,265	7,015	8,231	9,39	13,68	17,34	21,6	25,99	28,87	31,53	34,81	37,16
19	6,844	7,633	8,907	10,12	14,56	18,34	22,72	27,2	30,14	32,85	36,19	38,58
20	7,434	8,26	9,591	10,85	15,45	19,34	23,83	28,41	31,41	34,17	37,57	40
30	13,79	14,95	16,79	18,49	24,48	29,34	34,8	40,26	43,77	46,98	50,89	53,67
40	20,71	22,16	24,43	26,51	33,66	39,34	45,62	51,81	55,76	59,34	63,69	66,77
50	27,99	29,71	32,36	34,76	42,94	49,33	56,33	63,17	67,5	71,42	76,15	79,49
60	35,53	37,48	40,48	43,19	52,29	59,33	66,98	74,4	79,08	83,3	88,38	91,95
70	43,28	45,44	48,76	51,74	61,7	69,33	77,58	85,53	90,53	95,02	100,4	104,2
80	51,17	53,54	57,15	60,39	71,14	79,33	88,13	96,58	101,9	106,6	112,3	116,3
100	67,33	70,06	74,22	77,93	90,13	99,33	109,1	118,5	124,3	129,6	135,8	140,2

ANNEXE 3

Table du test de Kolmogorov-Smirnov

$D_n = \text{Sup} \mid F_n^* (x) - f(x) \mid$

Valeurs de d_n telles que $P = P(D_n < d_n)$

n	P=.80	P=.90	P=.95	P=.98	P=.99
1	.90000	.95000	.97500	.99000	.99500
2	.68377	.77639	.84189	.90000	.92929
3	56481	.63604	.70760	.78456	.82900
4	.49265	.56522	.62394	.68887	.73424
5	.44698	.50945	.56328	.62718	.66853
6	.41037	.46799	.51926	.57741	.61661
7	.38148	.43607	.48342	.53844	.57581
8	.35381	.40962	.45427	.51654	.54179
9	.33910	.38746	.43001	.47960	.51332
10	.32260	.36866	.40925	.45662	.48893
11	.30829	.35242	.39122	.43670	.46770
12	.29577	.33815	.37543	.41918	.44905
13	.28470	.32549	.36143	.40362	.43247
14	.27481	.31417	.34890	.38970	.41762
15	.26588	.30397	.33760	.37713	.40420
16	.25778	.29472	.32733	.36571	.39201
17	.25039	.28627	.31796	.35528	.38086
18	.24360	.27851	.30936	.34569	.37062
19	.23735	.27136	.30143	.33685	.36117
20	.23156	.26473	.29408	.32866	.35241
21	.22617	.25858	.28724	.32104	34427
22	.22115	.25283	.28087	.31394	.33666
23	.21645	.24746	.27490	.30728	.32954
24	.21205	.24242	.26931	.30104	.32286
25	.20790	.23768	.26404	.29516	.31657
26	.20399	.23320	.25907	.28962	.31064
27	.20030	.22898	.25438	.28438	.30502
28	.19680	.22497	.24993	.27942	.29971
29	.19348	.22117	.24571	.27471	.29466
30	.19032	.21756	.24170	.27023	.28987
31	.18732	.21412	.23788	.26596	28530
32	.18445	.21085	.23424	.26189	.28094
33	.18171	.20771	.23076	.25801	.27677
34	.17909	.20472	.22743	.25429	.27279
35	.17659	.20185	.22425	.25073	.26897

Annexe 3 (suite 1/2) : Table du test de Kolmogorov-Smirnov

$D_n = \text{Sup} \mid F_n^*(x) - f(x) \mid$

Valeurs de d_n telles que $P = P(D_n < d_n)$

n	P=.80	P=.90	P=.95	P=.98	P=.99
36	.17418	.19910	.22119	.24732	.26532
37	.17188	.19646	.21826	.24404	.26180
38	.16966	.19392	.21544	.24089	.25843
39.	.16753	.19148	.21273	.23786	.25518
40	.16547	.18913	.21012	.23494	.25205
41	.16349	.18687	.20760	.23213	.24904
42	.16158	.18468	.20517	.22941	.24613
43	.15974	.18257	.20283	.22679	.24332
44	.15796	.18053	.20056	.22426	.24060
45	.15623	.17856	.19837	.22181	.23798
46	.15457	.17665	.19625	.21944	.23544
47	.15295	.17481	.19420	.21715	.23298
48	.15139	.17302	.19221	.21493	.23059
49	.14987	.17128	.19028	.21277	.22828
50	.14840	.16959	.18841	.21068	22604
51	.14697	.16796	.18659	.20864	.22386
52	.14558	.16637	.18842	.20667	.22174
53	.14423	.16783	.18311	.20475	.21968
54	.14292	.16332	.18144	.20289	.21768
55	.14164	.16186	.17981	.20107	.21574
56	.14040	.16044	.17823	.19930	.21384
57	.13919	15906	.17669	.19758	.21199
58	.13801	.15771	.17519	.19590	.21019
59	.13686	.15639	.17373	.19427	.20844
60	.13573	.15511	.17231	.19267	.20673
61	.13464	.15385	.17091	.19112	.20506
62	.13357	.15163	.16956	.18960	.20343
63	.13253	.15144	.16823	.18812	.20184
64	.13151	.15027	.16693	.18667	.20029
65	.13052	.14913	.16567	.18525	.19877
66	.12954	.14802	.16443	.18387	.19729
67	12859	.14693	.16322	.18252	.19584
68	.12766	.14587	.16204	.18119	.19442
69	.12675	.14483	.16088	.17990	.19303
70	.12586	.14381	.15975	.17863	.19167

Annexe 3 (suite 2/2) : Table du test de Kolmogorov-Smirnov

$D_n = \text{Sup} \mid F_n^*(x) - f(x) \mid$

Valeurs de d_n telles que $P = P(D_n < d_n)$

n	P=.80	P=.90	P=.95	P=.98	P=.99
71	.12499	.14281	.15864	.17739	.19034
72	.12413	.14183	.15755	.17618	.18903
73	.12329	.14087	.15649	.17498	.18776
74	.12247	.13993	.15544	.17382	.18650
75	.12167	.13901	.15442	.17268	.18528
76	.12088	.13811	.15342	.17155	.18408
77	.12011	.13723	.15244	.17045	.18290
78	.11935	.13636	.15147	.16938	.18174
79	.11860	.13551	.15052	.16832	.18060
80	.11787	.13467	.14960	.16728	.17949
81	.11716	.13385	.14868	.16626	.17840
82	.11645	.13305	.14779	.16526	.17732
83	.11576	.13226	.14691	.14428	.17627
84	.11508	.13148	.14605	.16331	.17523
85	.11442	.13072	.14520	.16236	.17421
86	.11376	.12997	.14437	.16143	.17321
87	.11311	.12923	.14355	.16051	.17223
88	.11248	.12850	.14274	.15961	.17126
89	.11186	.12779	.14195	.15873	.17031
90	.11125	.12709	.17117	.15786	.16938
91	.11064	.12640	.14040	.15700	.16846
92	.11005	.12572	.13965	.15616	.16755
93	.10947	.12506	.13891	.15533	.16666
94	.10889	.12440	.13818	.15451	.16579
95	.10833	.12375	.13746	.15371	.16493
96	.10777	.12312	.13675	.15291	.16408
97	.10722	.12249	.13606	.15214	.16324
98	.10668	.12187	.13537	.15137	.16242
99	.10615	.12126	.13469	.15061	16161
100	.10563	.12067	.13403	.14987	.16081
n > 100	$1.073\sqrt{n}$	$1.223\sqrt{n}$	$1.358\sqrt{n}$	$1.518\sqrt{n}$	$1.629\sqrt{n}$

ANNEXE 4

Ajustement d'une loi normale
aux pluies maximales de Bouira

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Pluies mesur.	Pluies classées	Rang n	FND	zi exp.	Pluies mesur.	Pluies classées	Rang n	FND	zi exp.
44	19,7	1	0,009	-1,584	29,9	37,4	28	0,519	0,004
29,7	21	2	0,028	-1,468	79,1	37,5	29	0,538	0,013
30,2	21,8	3	0,047	-1,396	28,7	37,7	30	0,557	0,031
40,5	22,1	4	0,066	-1,369	31	39,6	31	0,575	0,202
63	24	5	0,085	-1,198	30,6	39,7	32	0,594	0,211
35,1	25,4	6	0,104	-1,073	21,8	40	33	0,613	0,238
41,6	26,6	7	0,123	-0,965	27	40,2	34	0,632	0,256
49,5	27	8	0,142	-0,929	43,4	40,5	35	0,651	0,283
43,8	27,5	9	0,16	-0,884	42,6	40,5	36	0,67	0,283
53,5	28,2	10	0,179	-0,821	63,8	40,6	37	0,689	0,292
22,1	28,7	11	0,198	-0,776	32,4	41	38	0,708	0,328
35,4	29,7	12	0,217	-0,687	37,7	41,6	39	0,726	0,382
40,6	29,9	13	0,236	-0,669	35	42,6	40	0,745	0,471
26,6	30	14	0,255	-0,660	30,7	43,1	41	0,764	0,516
30	30,2	15	0,274	-0,642	28,2	43,4	42	0,783	0,543
40,5	30,6	16	0,292	-0,606	37,4	43,8	43	0,802	0,579
32,5	30,7	17	0,311	-0,597	36,9	44	44	0,821	0,597
31,2	31	18	0,33	-0,570	24	44,9	45	0,84	0,678
40,2	31,2	19	0,349	-0,552	35	45,8	46	0,858	0,759
45,8	32,4	20	0,368	-0,444	27,5	47,3	47	0,877	0,893
25,4	32,5	21	0,387	-0,435	43,1	48,4	48	0,896	0,992
40	33,3	22	0,406	-0,364	48,4	49,5	49	0,915	1,091
44,9	35	23	0,425	-0,211	19,7	53,5	50	0,934	1,450
21	35	24	0,443	-0,211	37,5	63	51	0,953	2,303
47,3	35,1	25	0,462	-0,202	33,3	63,8	52	0,972	2,374
39,7	35,4	26	0,481	-0,175	41	79,1	53	0,991	3,748

ANNEXE 5

Série de pluie journalières maximales à Bouira
Test de Kolmogorov-Smirnov

1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Ord.	Pluies Triées	Freq. Exper. Fe	Variables Réduites z	Freq. Théo Ft	Diff Abs Fe - Ft	Ord.	Pluies Triées	Freq. Exper. Fe	Variables Réduites z	Freq. Théo Ft	Diff Abs Fe - Ft
1	19,7	0,0094	-1,5841	0,0566	0,0472	28	37,4	0,5189	0,0047	0,5019	0,0170
2	21	0,0283	-1,4674	0,0711	0,0428	29	37,5	0,5377	0,0137	0,5055	0,0323
3	21,8	0,0472	-1,3956	0,0814	0,0342	30	37,7	0,5566	0,0317	0,5126	0,0440
4	22,1	0,0660	-1,3687	0,0856	0,0195	31	39,6	0,5755	0,2022	0,5801	0,0047
5	24	0,0849	-1,1981	0,1154	0,0305	32	39,7	0,5943	0,2112	0,5836	0,0107
6	25,4	0,1038	-1,0724	0,1418	0,0380	33	40	0,6132	0,2381	0,5941	0,0191
7	26,6	0,1226	-0,9647	0,1673	0,0447	34	40,2	0,6321	0,2561	0,6011	0,0310
8	27	0,1415	-0,9288	0,1765	0,0350	35	40,5	0,6509	0,2830	0,6114	0,0395
9	27,5	0,1604	-0,8839	0,1884	0,0280	36	40,5	0,6698	0,2830	0,6114	0,0584
10	28,2	0,1792	-0,8211	0,2058	0,0266	37	40,6	0,6887	0,2920	0,6149	0,0738
11	28,7	0,1981	-0,7762	0,2188	0,0207	38	41	0,7075	0,3279	0,6285	0,0790
12	29,7	0,2170	-0,6864	0,2462	0,0292	39	41,6	0,7264	0,3818	0,6487	0,0777
13	29,9	0,2358	-0,6685	0,2519	0,0161	40	42,6	0,7453	0,4715	0,6814	0,0639
14	30	0,2547	-0,6595	0,2548	0,0001	41	43,1	0,7642	0,5164	0,6972	0,0669
15	30,2	0,2736	-0,6416	0,2606	0,0130	42	43,4	0,7830	0,5433	0,7065	0,0765
16	30,6	0,2925	-0,6057	0,2724	0,0201	43	43,8	0,8019	0,5792	0,7188	0,0831
17	30,7	0,3113	-0,5967	0,2754	0,0360	44	44	0,8208	0,5972	0,7248	0,0959
18	31	0,3302	-0,5698	0,2844	0,0458	45	44,9	0,8396	0,6780	0,7511	0,0885
19	31,2	0,3491	-0,5518	0,2905	0,0585	46	45,8	0,8585	0,7588	0,7760	0,0825
20	32,4	0,3679	-0,4441	0,3285	0,0394	47	47,3	0,8774	0,8934	0,8142	0,0632
21	32,5	0,3868	-0,4351	0,3317	0,0550	48	48,4	0,8962	0,9922	0,8394	0,0568
22	33,3	0,4057	-0,3633	0,3582	0,0475	49	49,5	0,9151	1,0909	0,8623	0,0528
23	35	0,4245	-0,2107	0,4166	0,0080	50	53,5	0,9340	1,4500	0,9265	0,0075
24	35	0,4434	-0,2107	0,4166	0,0268	51	63	0,9528	2,3027	0,9894	0,0365
25	35,1	0,4623	-0,2017	0,4201	0,0422	52	63,8	0,9717	2,3745	0,9912	0,0195
26	35,4	0,4811	-0,1748	0,4306	0,0505	53	79,1	0,9906	3,7479	0,9999	0,0093
27	36,9	0,5000	-0,0401	0,4840	0,0160						

ANNEXE 6

Calcul des courbes enveloppes des Pluies Max à Bouira:

Val. dép.	Val. class	Ordr n	Fréq Exp	z	Val exp	Val théo	IC= 60% BI	BS	IC= 80% BI	BS	IC= 90% BI	BS
44	19,7	1	0,01	-2,35	19,7	11,2	8,5	13,5	6,9	14,6	5,5	15,5
29,7	21	2	0,03	-1,91	21,0	16,1	13,8	18,1	12,4	19,1	11,2	19,9
30,2	21,8	3	0,05	-1,67	21,8	18,7	16,6	20,6	15,3	21,5	14,2	22,2
40,5	22,1	4	0,07	-1,51	22,1	20,6	18,6	22,3	17,4	23,2	16,4	23,9
63	24	5	0,08	-1,37	24,0	22,1	20,1	23,8	19,0	24,6	18,0	25,3
35,1	25,4	6	0,10	-1,26	25,4	23,3	21,5	24,9	20,4	25,8	19,5	26,4
41,6	26,6	7	0,12	-1,16	26,6	24,4	22,6	26,0	21,6	26,8	20,7	27,4
49,5	27	8	0,14	-1,07	27,0	25,4	23,7	26,9	22,7	27,7	21,8	28,3
43,8	27,5	9	0,16	-0,99	27,5	26,3	24,6	27,8	23,7	28,5	22,8	29,2
53,5	28,2	10	0,18	-0,92	28,2	27,1	25,5	28,6	24,6	29,3	23,8	29,9
22,1	28,7	11	0,20	-0,85	28,7	27,9	26,3	29,3	25,4	30,1	24,6	30,7
35,4	29,7	12	0,22	-0,78	29,7	28,6	27,1	30,1	26,2	30,8	25,5	31,4
40,6	29,9	13	0,24	-0,72	29,9	29,3	27,8	30,7	27,0	31,4	26,2	32,0
26,6	30	14	0,25	-0,66	30,0	30,0	28,5	31,4	27,7	32,1	27,0	32,7
30	30,2	15	0,27	-0,60	30,2	30,6	29,2	32,0	28,4	32,7	27,7	33,3
40,5	30,6	16	0,29	-0,55	30,6	31,3	29,8	32,6	29,0	33,3	28,3	33,9
32,5	30,7	17	0,31	-0,49	30,7	31,9	30,5	33,2	29,7	33,9	29,0	34,5
31,2	31	18	0,33	-0,44	31,0	32,5	31,1	33,8	30,3	34,5	29,6	35,0
40,2	31,2	19	0,35	-0,39	31,2	33,0	31,7	34,3	30,9	35,0	30,2	35,6
45,8	32,4	20	0,37	-0,34	32,4	33,6	32,2	34,9	31,5	35,6	30,8	36,2
25,4	32,5	21	0,39	-0,29	32,5	34,1	32,8	35,4	32,1	36,1	31,4	36,7
40	33,3	22	0,41	-0,24	33,3	34,7	33,4	36,0	32,6	36,7	32,0	37,2
44,9	35	23	0,42	-0,19	35,0	35,2	33,9	36,5	33,2	37,2	32,6	37,8
21	35	24	0,44	-0,14	35,0	35,8	34,5	37,1	33,7	37,7	33,1	38,3
47,3	35,1	25	0,46	-0,09	35,1	36,3	35,0	37,6	34,3	38,3	33,7	38,9
39,7	35,4	26	0,48	-0,05	35,4	36,8	35,5	38,1	34,8	38,8	34,2	39,4
39,6	36,9	27	0,50	0,00	36,9	37,3	36,1	38,6	35,4	39,3	34,8	39,9
29,9	37,4	28	0,52	0,05	37,4	37,9	36,6	39,2	35,9	39,9	35,3	40,5
79,1	37,5	29	0,54	0,09	37,5	38,4	37,1	39,7	36,4	40,4	35,8	41,0
28,7	37,7	30	0,56	0,14	37,7	38,9	37,6	40,2	37,0	41,0	36,4	41,6
31	39,6	31	0,58	0,19	39,6	39,5	38,2	40,8	37,5	41,5	36,9	42,1
30,6	39,7	32	0,59	0,24	39,7	40,0	38,7	41,3	38,0	42,1	37,5	42,7
21,8	40	33	0,61	0,29	40,0	40,5	39,2	41,9	38,6	42,6	38,0	43,3
27	40,2	34	0,63	0,34	40,2	41,1	39,8	42,5	39,1	43,2	38,5	43,9
43,4	40,5	35	0,65	0,39	40,5	41,7	40,3	43,0	39,7	43,8	39,1	44,5
42,6	40,5	36	0,67	0,44	40,5	42,2	40,9	43,6	40,2	44,4	39,7	45,1
63,8	40,6	37	0,69	0,49	40,6	42,8	41,5	44,2	40,8	45,0	40,2	45,7
32,4	41	38	0,71	0,55	41,0	43,4	42,1	44,9	41,4	45,7	40,8	46,4
37,7	41,6	39	0,73	0,60	41,6	44,0	42,7	45,5	42,0	46,3	41,4	47,0
35	42,6	40	0,75	0,66	42,6	44,7	43,3	46,2	42,6	47,0	42,0	47,7
30,7	43,1	41	0,76	0,72	43,1	45,4	44,0	46,9	43,3	47,7	42,7	48,5
28,2	43,4	42	0,78	0,78	43,4	46,1	44,6	47,6	43,9	48,5	43,3	49,2
37,4	43,8	43	0,80	0,85	43,8	46,8	45,3	48,4	44,6	49,3	44,0	50,1
36,9	44	44	0,82	0,92	44,0	47,6	46,1	49,2	45,4	50,1	44,8	50,9
24	44,9	45	0,84	0,99	44,9	48,4	46,9	50,1	46,1	51,0	45,5	51,9
35	45,8	46	0,86	1,07	45,8	49,3	47,8	51,0	47,0	52,0	46,4	52,9
27,5	47,3	47	0,88	1,16	47,3	50,3	48,7	52,1	47,9	53,1	47,3	54,0
43,1	48,4	48	0,90	1,26	48,4	51,4	49,7	53,2	48,9	54,3	48,3	55,2
48,4	49,5	49	0,92	1,37	49,5	52,6	50,9	54,6	50,1	55,7	49,4	56,6
19,7	53,5	50	0,93	1,51	53,5	54,1	52,3	56,1	51,5	57,3	50,8	58,3
37,5	63	51	0,95	1,67	63,0	56,0	54,1	58,1	53,2	59,4	52,5	60,5
33,3	63,8	52	0,97	1,91	63,8	58,6	56,6	60,9	55,6	62,3	54,8	63,5
41	79,1	53	0,99	2,35	79,1	63,5	61,2	66,2	60,1	67,8	59,2	69,2

ANNEXE 8

Ajustement d'une LLN aux Pmax à Bouira:
Test de Kolmogorov - Smirnov

(1) Valeurs données	(2) Valeurs triées xi	(3) Rang i	(4) FND exp.	(5) Log xi	(6) Zi	(7) FND théorique	(8) Diff. |Fe-Ft|
44	19,7	1	0,0094	2,98	-2,1264	0,0167	0,0073
29,7	21	2	0,0283	3,04	-1,8998	0,0287	0,0004
30,2	21,8	3	0,0472	3,08	-1,7673	0,0386	0,0086
40,5	22,1	4	0,0660	3,10	-1,7188	0,0428	0,0232
63	24	5	0,0849	3,18	-1,4264	0,0769	0,0080
35,1	25,4	6	0,1038	3,23	-1,2254	0,1102	0,0064
41,6	26,6	7	0,1226	3,28	-1,0618	0,1442	0,0215
49,5	27	8	0,1415	3,30	-1,0089	0,1565	0,0150
43,8	27,5	9	0,1604	3,31	-0,9438	0,1726	0,0123
53,5	28,2	10	0,1792	3,34	-0,8547	0,1964	0,0171
22,1	28,7	11	0,1981	3,36	-0,7924	0,2141	0,0160
35,4	29,7	12	0,2170	3,39	-0,6710	0,2511	0,0341
40,6	29,9	13	0,2358	3,40	-0,6472	0,2588	0,0229
26,6	30	14	0,2547	3,40	-0,6353	0,2626	0,0079
30	30,2	15	0,2736	3,41	-0,6118	0,2703	0,0032
40,5	30,6	16	0,2925	3,42	-0,5651	0,2860	0,0065
32,5	30,7	17	0,3113	3,42	-0,5536	0,2899	0,0214
31,2	31	18	0,3302	3,43	-0,5191	0,3019	0,0283
40,2	31,2	19	0,3491	3,44	-0,4963	0,3098	0,0392
45,8	32,4	20	0,3679	3,48	-0,3625	0,3585	0,0094
25,4	32,5	21	0,3868	3,48	-0,3516	0,3626	0,0242
40	33,3	22	0,4057	3,51	-0,2653	0,3954	0,0103
44,9	35	23	0,4245	3,56	-0,0888	0,4646	0,0401
21	35	24	0,4434	3,56	-0,0888	0,4646	0,0212
47,3	35,1	25	0,4623	3,56	-0,0787	0,4686	0,0064
39,7	35,4	26	0,4811	3,57	-0,0485	0,4806	0,0005
39,6	36,9	27	0,5000	3,61	0,0986	0,5393	0,0393
29,9	37,4	28	0,5189	3,62	0,1463	0,5582	0,0393
79,1	37,5	29	0,5377	3,62	0,1558	0,5619	0,0242
28,7	37,7	30	0,5566	3,63	0,1746	0,5693	0,0127
31	39,6	31	0,5755	3,68	0,3489	0,6364	0,0610
30,6	39,7	32	0,5943	3,68	0,3579	0,6398	0,0454
21,8	40	33	0,6132	3,69	0,3846	0,6497	0,0365
27	40,2	34	0,6321	3,69	0,4023	0,6563	0,0242
43,4	40,5	35	0,6509	3,70	0,4286	0,6659	0,0150
42,6	40,5	36	0,6698	3,70	0,4286	0,6659	0,0039
63,8	40,6	37	0,6887	3,70	0,4374	0,6691	0,0196
32,4	41	38	0,7075	3,71	0,4721	0,6816	0,0260
37,7	41,6	39	0,7264	3,73	0,5236	0,6997	0,0267
35	42,6	40	0,7453	3,75	0,6078	0,7284	0,0169
30,7	43,1	41	0,7642	3,76	0,6492	0,7419	0,0223
28,2	43,4	42	0,7830	3,77	0,6738	0,7498	0,0332
37,4	43,8	43	0,8019	3,78	0,7063	0,7600	0,0419
36,9	44	44	0,8208	3,78	0,7225	0,7650	0,0558
24	44,9	45	0,8396	3,80	0,7943	0,7865	0,0531
35	45,8	46	0,8585	3,82	0,8646	0,8064	0,0521
27,5	47,3	47	0,8774	3,86	0,9789	0,8362	0,0412
43,1	48,4	48	0,8962	3,88	1,0604	0,8555	0,0407
48,4	49,5	49	0,9151	3,90	1,1400	0,8729	0,0422
19,7	53,5	50	0,9340	3,98	1,4155	0,9215	0,0124
37,5	63	51	0,9528	4,14	1,9950	0,9770	0,0241
33,3	63,8	52	0,9717	4,16	2,0398	0,9793	0,0076
41	79,1	53	0,9906	4,37	2,8018	0,9975	0,0069

ANNEXE 9

Ajustement d'une LLN aux pluies maximales journalières à Bouira
Intervalles de Confiance à 60, 75 et 90%

(1) Pi	(2) i	(3) FNDex	(4) lnPi	(5) Zi	(6) FNDth	(7) IC = 60% B.I.	(8) IC = 60% B.S.	(9) IC = 75% B.I.	(10) IC = 75% B.S.	(11) IC = 90% B.I.	(12) IC = 90% B.S.
19,7	1	0,009	2,98	-2,13	0,017	18,6	20,9	18,2	21,4	17,6	22,1
21	2	0,028	3,04	-1,90	0,029	19,9	22,2	19,5	22,6	18,9	23,4
21,8	3	0,047	3,08	-1,77	0,039	20,7	23	20,3	23,4	19,7	24,1
22,1	4	0,066	3,1	-1,72	0,043	21	23,3	20,6	23,7	20	24,4
24	5	0,085	3,18	-1,43	0,077	22,9	25,1	22,5	25,6	21,9	26,3
25,4	6	0,104	3,23	-1,23	0,110	24,3	26,5	23,9	26,9	23,4	27,6
26,6	7	0,123	3,28	-1,06	0,144	25,5	27,7	25,2	28,1	24,6	28,8
27	8	0,142	3,3	-1,01	0,157	25,9	28,1	25,6	28,5	25	29,2
27,5	9	0,160	3,31	-0,94	0,173	26,4	28,6	26,1	29	25,5	29,7
28,2	10	0,179	3,34	-0,85	0,196	27,1	29,3	26,8	29,7	26,2	30,4
28,7	11	0,198	3,36	-0,79	0,214	27,6	29,8	27,3	30,2	26,7	30,9
29,7	12	0,217	3,39	-0,67	0,251	28,6	30,8	28,3	31,2	27,7	31,9
29,9	13	0,236	3,4	-0,65	0,259	28,8	31	28,5	31,4	27,9	32,1
30	14	0,255	3,4	-0,64	0,263	28,9	31,1	28,6	31,5	28	32,2
30,2	15	0,274	3,41	-0,61	0,270	29,1	31,3	28,8	31,7	28,2	32,4
30,6	16	0,293	3,42	-0,57	0,286	29,5	31,7	29,2	32,1	28,6	32,8
30,7	17	0,311	3,42	-0,55	0,290	29,6	31,8	29,3	32,2	28,7	32,9
31	18	0,330	3,43	-0,52	0,302	29,9	32,1	29,6	32,5	29	33,2
31,2	19	0,349	3,44	-0,50	0,310	30,1	32,3	29,8	32,7	29,2	33,4
32,4	20	0,368	3,48	-0,36	0,359	31,3	33,5	30,9	33,9	30,3	34,6
32,5	21	0,387	3,48	-0,35	0,363	31,4	33,6	31	34	30,4	34,7
33,3	22	0,406	3,51	-0,27	0,395	32,2	34,4	31,8	34,8	31,2	35,5
35	23	0,425	3,56	-0,09	0,465	33,9	36,2	33,5	36,6	32,8	37,3
35	24	0,443	3,56	-0,09	0,465	33,9	36,2	33,5	36,6	32,8	37,3
35,1	25	0,462	3,56	-0,08	0,469	34	36,3	33,6	36,7	32,9	37,4
35,4	26	0,481	3,57	-0,05	0,481	34,3	36,6	33,9	37	33,2	37,7
36,9	27	0,500	3,61	0,10	0,539	35,7	38,1	35,3	38,6	34,6	39,3
37,4	28	0,519	3,62	0,15	0,558	36,2	38,6	35,8	39,1	35,1	39,9
37,5	29	0,538	3,62	0,16	0,562	36,3	38,7	35,9	39,2	35,2	40
37,7	30	0,557	3,63	0,17	0,569	36,5	39	36	39,4	35,4	40,2
39,6	31	0,576	3,68	0,35	0,636	38,3	40,9	37,8	41,5	37,1	42,3
39,7	32	0,594	3,68	0,36	0,640	38,4	41,1	37,9	41,6	37,2	42,4
40	33	0,613	3,69	0,38	0,650	38,7	41,4	38,2	41,9	37,5	42,7
40,2	34	0,632	3,69	0,40	0,656	38,9	41,6	38,4	42,1	37,6	42,9
40,5	35	0,651	3,7	0,43	0,666	39,1	41,9	38,7	42,4	37,9	43,3
40,5	36	0,670	3,7	0,43	0,666	39,1	41,9	38,7	42,4	37,9	43,3
40,6	37	0,689	3,7	0,44	0,669	39,2	42	38,7	42,5	38	43,4
41	38	0,708	3,71	0,47	0,682	39,6	42,4	39,1	43	38,3	43,8
41,6	39	0,726	3,73	0,52	0,700	40,2	43,1	39,7	43,6	38,9	44,5
42,6	40	0,745	3,75	0,61	0,728	41,1	44,1	40,6	44,7	39,8	45,7
43,1	41	0,764	3,76	0,65	0,742	41,6	44,7	41	45,3	40,2	46,2
43,4	42	0,783	3,77	0,67	0,750	41,9	45	41,3	45,6	40,5	46,6
43,8	43	0,802	3,78	0,71	0,760	42,2	45,4	41,7	46	40,8	47
44	44	0,821	3,78	0,72	0,765	42,4	45,6	41,9	46,3	41	47,3
44,9	45	0,840	3,8	0,79	0,787	43,3	46,6	42,7	47,3	41,7	48,3
45,8	46	0,859	3,82	0,86	0,806	44,1	47,6	43,5	48,3	42,5	49,3
47,3	47	0,877	3,86	0,98	0,836	45,5	49,2	44,8	49,9	43,8	51,1
48,4	48	0,896	3,88	1,06	0,856	46,5	50,4	45,8	51,2	44,7	52,4
49,5	49	0,915	3,9	1,14	0,873	47,5	51,6	46,7	52,4	45,6	53,7
53,5	50	0,934	3,98	1,42	0,922	51,1	56	50,2	57	48,9	58,5
63	51	0,953	4,14	2,00	0,977	59,6	66,6	58,3	68	56,4	70,3
63,8	52	0,972	4,16	2,04	0,979	60,3	67,6	59	69	57,1	71,3
79,1	53	0,991	4,37	2,80	0,998	73,6	85	71,7	87,3	68,7	91,1

ANNEXE 10

Ajustement d'une loi de Gumbel
aux pluies journalières maximales à Bouira

(1) Valeurs classées	(2) Rangs	(3) Fréq. Exp.	(1) Valeurs classées	(2) Rangs	(3) Fréq. Exp.	(1) Valeurs classées	(2) Rangs	(3) Fréq. Exp.
19,7	1	0,0094	32,5	21	0,3868	43,1	41	0,7642
21	2	0,0283	33,3	22	0,4057	43,4	42	0,7830
21,8	3	0,0472	35	23	0,4245	43,8	43	0,8019
22,1	4	0,0660	35	24	0,4434	44	44	0,8208
24	5	0,0849	35,1	25	0,4623	44,9	45	0,8396
25,4	6	0,1038	35,4	26	0,4811	45,8	46	0,8585
26,6	7	0,1226	36,9	27	0,5000	47,3	47	0,8774
27	8	0,1415	37,4	28	0,5189	48,4	48	0,8962
27,5	9	0,1604	37,5	29	0,5377	49,5	49	0,9151
28,2	10	0,1792	37,7	30	0,5566	53,5	50	0,9340
28,7	11	0,1981	39,6	31	0,5755	63	51	0,9528
29,7	12	0,2170	39,7	32	0,5943	63,8	52	0,9717
29,9	13	0,2358	40	33	0,6132	79,1	53	0,9906
30	14	0,2547	40,2	34	0,6321			
30,2	15	0,2736	40,5	35	0,6509			
30,6	16	0,2925	40,5	36	0,6698			
30,7	17	0,3113	40,6	37	0,6887			
31	18	0,3302	41	38	0,7075			
31,2	19	0,3491	41,6	39	0,7264			
32,4	20	0,3679	42,6	40	0,7453			

ANNEXE 11

Ajustement d'une LG aux Pmax à Bouira
Test de Kolmogorov - Smirnov

(1) ni	(2) xi	(3) FND exp	(4) yi	(5) FND Théo.	(6) Diff .|Fe-Ft|	(1) ni	(2) xi	(3) FND exp	(4) yi	(5) FND Théo.	(6) Diff .|Fe-Ft|
1	19,7	0,0094	-1,45	0,0138	0,004	28	37,4	0,5189	0,58	0,5720	0,053
2	21	0,0283	-1,30	0,0250	0,003	29	37,5	0,5377	0,59	0,5757	0,038
3	21,8	0,0472	-1,21	0,0346	0,013	30	37,7	0,5566	0,62	0,5829	0,026
4	22,1	0,066	-1,18	0,0388	0,027	31	39,6	0,5755	0,84	0,6481	0,073
5	24	0,0849	-0,96	0,0735	0,011	32	39,7	0,5943	0,85	0,6513	0,057
6	25,4	0,1038	-0,80	0,1083	0,005	33	40	0,6132	0,88	0,6609	0,048
7	26,6	0,1226	-0,66	0,1443	0,022	34	40,2	0,6321	0,90	0,6671	0,035
8	27	0,1415	-0,61	0,1574	0,016	35	40,5	0,6509	0,94	0,6764	0,025
9	27,5	0,1604	-0,56	0,1746	0,014	36	40,5	0,6698	0,94	0,6764	0,007
10	28,2	0,1792	-0,48	0,1998	0,021	37	40,6	0,6887	0,95	0,6794	0,009
11	28,7	0,1981	-0,42	0,2187	0,021	38	41	0,7075	1,00	0,6913	0,016
12	29,7	0,217	-0,30	0,2579	0,041	39	41,6	0,7264	1,07	0,7086	0,018
13	29,9	0,2358	-0,28	0,2660	0,030	40	42,6	0,7453	1,18	0,7356	0,010
14	30	0,2547	-0,27	0,2701	0,015	41	43,1	0,7642	1,24	0,7483	0,016
15	30,2	0,2736	-0,25	0,2783	0,005	42	43,4	0,783	1,27	0,7557	0,027
16	30,6	0,2925	-0,20	0,2947	0,002	43	43,8	0,8019	1,32	0,7653	0,037
17	30,7	0,3113	-0,19	0,2989	0,012	44	44	0,8208	1,34	0,7700	0,051
18	31	0,3302	-0,15	0,3114	0,019	45	44,9	0,8396	1,45	0,7900	0,050
19	31,2	0,3491	-0,13	0,3198	0,029	46	45,8	0,8585	1,55	0,8086	0,050
20	32,4	0,3679	0,01	0,3704	0,003	47	47,3	0,8774	1,72	0,8363	0,041
21	32,5	0,3868	0,02	0,3747	0,012	48	48,4	0,8962	1,85	0,8542	0,042
22	33,3	0,4057	0,11	0,4084	0,003	49	49,5	0,9151	1,97	0,8704	0,045
23	35	0,4245	0,31	0,4789	0,054	50	53,5	0,934	2,43	0,9161	0,018
24	35	0,4434	0,31	0,4789	0,035	51	63	0,9528	3,53	0,9711	0,018
25	35,1	0,4623	0,32	0,4829	0,021	52	63,8	0,9717	3,62	0,9736	0,002
26	35,4	0,4811	0,35	0,4950	0,014	53	79,1	0,9906	5,38	0,9954	0,005
27	36,9	0,5	0,52	0,5534	0,053						

ANNEXE 12

Dépouillement du pluviogramme de l'averse du 05 mai 1990 à la station d'Erraguène

Temps Initial	Temps Final	Nbre. Basculements	Pluie (mm)	Pluie cumulée (mm).	Intensité horaire (mm/h)
8h00	8h15	0	0	0	0
8h15	8h30	2	1	1	4
8h30	8h45	2	1	2	4
8h45	9h00	2	1	3	4
9h00	9h15	2	1	4	4
9h15	9h30	2	1	5	4
9h30	9h45	4	2	7	8
9h45	10h00	4	2	9	8
10h00	10h15	3	1,5	10,5	6
10h15	10h30	1	0,5	11	2
10h30	10h45	1	0,5	11,5	2
10h45	11h00	1	0,5	12	2
11h00	11h15	1	0,5	12,5	2
11h15	11h30	1	0,5	13	2
11h30	11h45	3	1,5	14,5	6
11h45	12h00	3	1,5	16	6
12h00	12h15	2	1	17	4
12h15	12h30	2	1	18	4
12h30	12h45	2	1	19	4
12h45	13h00	2	1	20	4
13h00	13h15	4	2	22	8
13h15	13h30	1	0,5	22,5	2
13h30	13h45	1	0,5	23	2
13h45	14h00	2	1	24	4
14h00	14h15	1	0,5	24,5	2
14h15	14h30	2	1	25,5	4
14h30	14h45	1	0,5	26	2
14h45	15h00	2	1	27	4
15h00	15h15	1	0,5	27,5	2
15h15	15h30	1	0,5	28	2

15h30	15h45	1	0,5	28,5	2
15h45	16h00	3	1,5	30	6
16h00	16h15	1	0,5	30,5	2
16h15	16h30	2	1	31,5	4
16h30	16h45	1	0,5	32	2
16h45	17h00	3	1,5	33,5	6
17h00	17h15	3	1,5	35	6
17h15	17h30	2	1	36	4
17h30	17h45	2	1	37	4
17h45	18h00	1	0,5	37,5	2
18h00	18h15	1	0,5	38	2
18h15	18h30	1	0,5	38,5	2
18h30	18h45	1	0,5	39	2
18h45	19h00	1	0,5	39,5	2
19h00	19h15	0	0	39,5	0
19h15	19h30	1	0,5	40	2
19h30	20h00	1	0,5	40,5	2
20h00	20h15	0	0	40,5	0
20h15	20h30	0	0	40,5	0
20h30	20h45	0	0	40,5	0
20h45	21h00	0	0	40,5	0
21h00	21h15	0	0	40,5	0
21h15	21h30	0	0	40,5	0
21h30	21h45	0	0	40,5	0
21h45	22h00	0	0	40,5	0
22h00	22h15	0	0	40,5	0
22h15	22h30	0	0	40,5	0
22h30	22h45	1	0,5	41	2
22h45	23h00	0	0	41	0
23h00	23h15	0	0	41	0
23h15	23h30	0	0	41	0
23h30	23h45	0	0	41	0
23h45	24h00	0	0	41	0

INDEX ALPHABÉTIQUE

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I - LE CYCLE DE L'EAU

CHAPITRE II - LE BASSIN VERSANT

CHAPITRE III - QUELQUES NOTIONS DE STATISTIQUES

CHAPITRE IV - LA LOI NORMALE

CHAPITRE V - AUTRES LOIS D'AJUSTEMENT

CHAPITRE VI - LES PRÉCIPITATIONS

CHAPITRE VII - L'ÉVAPORATION ET LA TRANSPIRATION

CHAPITRE VIII - L'INFILTRATION

CHAPITRE IX - LES ÉCOULEMENTS SUPERFICIELS

LISTE DES TABLEAUX

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE VII - L'ÉVAPORATION ET LA TRANSPIRATION

CHAPITRE VIII - L'INFILTRATION



L'auteur est né le 04 avril 1939 à Médéa. Il a poursuivi ses études primaires et secondaires dans sa ville natale et à Sidi Bel Abbès où il obtint son baccalauréat série mathématiques, en septembre 1960.

Après un passage à l'ALN, entre mars 1961 et Août 1962, il poursuit ses études supérieures à l'Université de l'Arizona, à Tucson (USA), où il obtient le Bachelor of Science en génie civil en 1966 et le Master of Science en ressources en eau en 1968. Ensuite, après une tentative de deux ans pour obtenir le diplôme de PhD en ressources en eau, il rentre au pays le 4 décembre 1970.

Le 17 février 1971, il rejoint le Secrétariat d'Etat à l'Hydraulique pour occuper plusieurs fonctions dont la dernière était irecteur des infrastructures de mobilisation et de transfert.

Depuis janvier 1985 à novembre 1998, il est chargé de divers dossiers, dont celui de hydraulique, au cabinet du Premier ministre.

En outre, en octobre 1990, il a été recruté comme Maître de conférences associé à l'Institut e génie civil de l'Université de Bab Ezzouar, à Alger, où il enseigne encore un cours d'hydrologie de urface.

abwsari@yahoo.fr)

Cet ouvrage constitue le complément du livre de cours intitulé "Initiation à l'hydrologie de urface" du même auteur et paru aux mêmes éditions Houma.

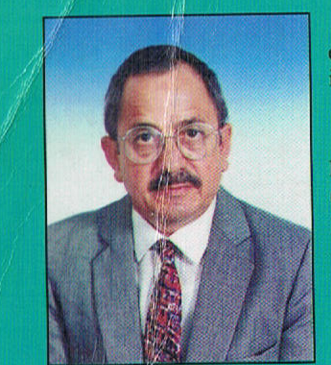
Les exercices de ce livre sont des exemples traités en détail et tirés de la réalité Algérienne ma gratitude va aussi aux techniciens et ingénieurs de l'Agence nationale des ressources hydrauliques our les données hydrologiques). Ils permettent de mieux comprendre et évaluer les "bêtes noires" des ngénieurs génies civil, architectes, urbanistes et agronomes que sont le volume d'une crue et son débit e pointe.

En outre, les intensités des pluies, les pluies moyennes en un point ou sur une surface, les apacités d'infiltration d'un sol, l'évapotranspiration, les caractéristiques physiques d'un bassin ersant sont calculées dans des exercices contenus dans ce manuel.

Des méthodes de comblement de données manquantes dans une série hydrologique sont ussi expliquées.

Les solutions sont détaillées à l'extrême en vue de faciliter leur compréhension par 'étudiant et l'ingénieur autodidactes.





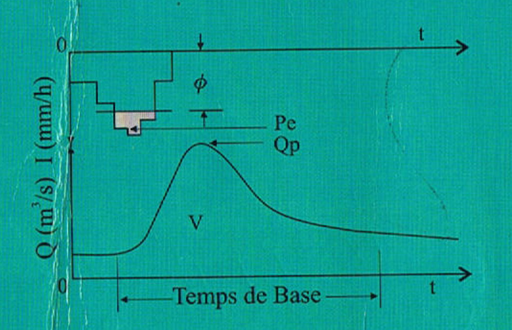
L'auteur est né le 04 avril 1939 à Médéa. Il a poursuivi ses études primaires et secondaires dans sa ville natale et à Sidi Bel Abbès où il obtint son baccalauréat série mathématiques, en septembre 1960.

Après un passage à l'ALN, entre mars 1961 et août 1962. Il poursuit ses études supérieures à l'Université de l'Arizona, à Tucson (USA). où il obtient le Bachelor of Science en génie civil en 1966 et le Master of Sciences en ressources en eau en 1968. Ensuite, après une tentative de deux ans pour obtenir le diplôme de PHD en ressources en eau, il rentre au pays le 4 décembre 1970.

Le 17 février 1971, il rejoint le Secrétariat d'Etat à l'Hydraulique pour occuper plusieurs fonctions dont la dernière était directeur des infrastructures de mobilisation et de transfert.

De janvier 1985 à novembre 1998 date de son départ en retraite, il est chargé de divers dossiers. dont celui de l'hydraulique, au cabinet du Premier ministre.

En outre, en octobre 1990, il a été recruté comme Maître de conférences associé à l'Institut de génie civil de l'Université de Bab Ezzouar, à Alger, où il enseigne encore un cours d'hydrologie de surface.



Cet ouvrage décrit et quantifie les caractéristiques du bassin versant ainsi que les quatre composantes du cycle hydrologique.

L'accent a été mis sur les précipitations et les écoulements superficiels, vu leur impact sur les infrastructures de génie civil; et ceci grâce à des exercices corrigés. Les méthodes statistiques de traitement de données ont été expliquées avec force détails par de nombreux exemples suivis de leurs solutions.

Ce livre s'adresse aux élèves ingénieurs qui ont terminé le tronc commun de leur cursus. Il peut être aussi utile aux ingénieurs pratiquants, lorsque la théorie s'est quelque peu "rouillé".

